

河南省工程勘察设计行业协会团体标准

T/HNKCSJ009-2023

边坡工程技术标准

Technical code for slope engineering

2023-09-27 发布

2023-11-01 实施

河南省工程勘察设计行业协会团体标准

边坡工程技术标准

Technical code for slope engineering

T/HNKCSJ009-2023

主编单位：河南省新豫地质工程勘察院有限公司
河南省地质局生态环境地质服务中心
中核勘察设计研究有限公司

批准单位：河南省工程勘察设计行业协会

实施日期：2023年11月1日

河南省工程勘察设计行业协会文件

豫建设协〔2023〕27号

河南省工程勘察设计行业协会 关于发布团体标准《边坡工程技术标准》 的公告

由河南省新豫地质工程勘察院有限公司、河南省地质局生态环境地质服务中心、中核勘察设计研究有限公司等单位主编的团体标准《边坡工程技术标准》已通过评审，现批准为河南省工程勘察设计行业协会团体标准，编号为 T/HNKCSJ009-2023，自 2023 年 11 月 1 日起实施，特此公告。

本标准已在河南省工程勘察设计信息网（www.hngks.com）和全国团体标准信息平台公开，由河南省工程勘察设计行业协会负责管理，河南省新豫地质工程勘察院有限公司负责具体内容的解释。

附件：《边坡工程技术标准》T/HNKCSJ009-2023



河南省工程勘察设计行业协会发布

前 言

为促进河南省域边坡工程技术工作标准化，做到安全适用、经济合理，使边坡工程设计行业科学健康发展，编制组在广泛调查研究，认真总结近年来河南省在边坡工程领域的勘察、设计、施工、检测与监测经验，在广泛征求意见的基础上制定了本标准。

本标准的主要内容：1. 总则；2 术语和符号；3 基本规定；4 边坡工程勘察；5 边坡支护结构的侧向岩土压力；6 坡率法；7 重力式挡墙；8 悬臂式扶壁式挡墙；9 加筋土挡墙；10 锚定板挡墙；11 土钉墙与复合土钉墙；12 锚杆；13 岩石锚喷支护；14 锚杆挡墙；15 格构锚杆；16 桩板墙；17 桩锚板；18 联合支护；19 坡面防护与绿化 20 排水工程；21 坡顶有重要建（构）物的边坡工程；22 滑坡防治；23 边坡工程施工；24 边坡工程质量检测、检验与验收。

本标准由河南省新豫地质工程勘察院有限公司负责具体技术内容的解释。在标准执行过程中，请各单位结合工程实践，认真总结经验，并将意见或建议寄送郑州市南阳路 56 号《边坡工程技术标准》管理组（邮政编码 450053, E-mail : wangrongyan168@126.com）。

主编单位：河南省新豫地质工程勘察院有限公司

河南省地质局生态环境地质服务中心

中核勘察设计研究有限公司

河南中际建设工程有限公司

参编单位：建华建材（河南）有限公司

黄河科技学院

河南诚信岩土工程勘察设计有限公司

郑州岩土工程勘察院

河南省建筑科学研究院有限公司

河南省水利勘测总队有限公司

河南金地岩土工程有限公司

河南祥鼎建设集团有限公司

本标准起草人员：王荣彦 荣富强 邓小宁 张俊礼 郭自恒 刘立兵

李 群 张建设 李永新 张 娅 李 康 许录明

孙 豫 陈 奇 王水亮 朱会强 丁怀民 王 建

郭东欣 罗雪贵 王 巍 肖 敏 王远六 宋 黑

朱春峰 王 坤 刘 琳 张井管 王 刚 王 昂

任胜伟 周旗星 位俊俊 程守玉 申学宾 刘 蓓

黄善明 贾明钊 张团飞 李永豪 马振飞 崔方杰

刘 铭 娄经纬 谌 霞 董国松 李欣雅 齐熙华

赵君鹏 曹 栋 樊 华 李景运 陈 俊 郝彦猛

汪向丽 吴爱君 焦宇洋 林作创 雷跃斐 赵利杰

本标准审查人员：金亚兵 李小杰 齐登红 高树才 刘忠玉 钱 伟

刘明林

目 次

1 总 则	1
2 术语和符号	2
2.1 术 语	2
2.2 符 号	4
3 基本规定	7
3.1 一般规定	7
3.2 边坡分类与破坏模式	9
3.3 边坡工程安全等级	11
3.4 边坡支护结构选型	12
3.5 设计原则	16
3.6 边坡变形控制设计	19
4 边坡工程勘察	21
4.1 一般规定	21
4.2 边坡工程勘察	23
4.3 滑坡工程勘察	26
4.4 岩土体边坡力学参数	27
4.5 边坡稳定性评价	29
5 边坡支护结构的侧向岩土压力	32
5.1 一般规定	32
5.2 侧向土压力	32
5.3 侧向岩石压力	37
6 坡率法	40
6.1 一般规定	40
6.2 设计计算	40
6.3 构造要求	42
6.4 施 工	42
7 重力式挡墙	43
7.1 一般规定	43
7.2 设计计算	43
7.3 构造要求	46
7.4 施 工	48
8 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙	49
8.1 一般规定	49
8.2 设计计算	49
8.3 构造要求	51
8.4 施 工	52
9 加筋土挡墙	54
9.1 一般规定	54
9.2 设计计算	55
9.3 构造要求	59
9.4 施 工	61
10 锚定板挡墙	63

10.1 一般规定.....	63
10.2 设计计算.....	63
10.3 构造要求.....	65
10.4 施工.....	66
11 土钉墙与复合土钉墙.....	68
11.1 一般规定.....	68
11.2 设计计算.....	69
11.3 耐久性设计.....	74
11.4 构造要求.....	75
11.5 施工.....	77
12 锚杆(索).....	79
12.1 一般规定.....	79
12.2 设计计算.....	80
12.3 构造要求.....	83
12.4 施工.....	86
13 岩石锚喷支护.....	88
13.1 一般规定.....	88
13.2 设计计算.....	88
13.3 构造要求.....	89
13.4 施工.....	91
14 锚杆(索)挡墙.....	92
14.1 一般规定.....	92
14.2 设计计算.....	92
14.3 构造要求.....	94
14.4 施工.....	96
15 格构锚杆(索).....	97
15.1 一般规定.....	97
15.2 设计计算.....	97
15.3 构造规定.....	98
15.4 施工.....	99
16 桩板墙.....	101
16.1 一般规定.....	101
16.2 设计计算.....	101
16.3 构造要求.....	104
16.4 施工.....	106
17 桩锚板.....	107
17.1 一般规定.....	107
17.2 设计计算.....	107
17.3 构造要求.....	107
17.4 施工.....	108
18 联合支护.....	109
18.1 一般规定.....	109
18.2 设计计算.....	109
18.3 构造要求.....	110

18.4 施 工.....	110
19 坡面防护与绿化.....	111
19.1 一般规定.....	111
19.2 坡面防护.....	111
19.3 坡面绿化.....	113
19.4 施 工.....	114
20 排水工程.....	117
20.1 一般规定.....	117
20.2 坡面排水.....	117
20.3 地下排水.....	119
20.4 施 工.....	120
21 坡顶有重要建(构)筑物的边坡工程.....	122
21.1 一般规定.....	122
21.2 设计计算.....	123
21.3 构造要求.....	126
21.4 施 工.....	126
22 滑坡防治工程.....	128
22.1 一般规定.....	128
22.2 滑坡防治工程设计.....	128
22.3 施 工.....	130
23 施工组织与管理.....	131
23.1 一般规定.....	131
23.2 施工组织设计.....	132
23.3 信息法施工.....	133
23.4 土石方开挖与爆破施工.....	133
23.5 施工险情应急处理.....	134
24 监测、质量检验及验收.....	136
24.1 一般规定.....	136
24.2 监 测.....	137
24.3 质 量 检 验.....	141
24.4 验 收.....	142
附录 A 岩质边坡的岩体分类.....	144
附录 B 岩土层的物理力学指标与岩体结构面的结合程度分类.....	146
附录 C 边坡临近失稳时不同滑面形态的边坡稳定性计算方法.....	148
附录 D 几种特殊情况下的边坡侧向压力计算.....	152
附录 E 土钉现场抗拔试验要点.....	157
附录 F 锚杆选型、材料与试验要求.....	160
附录 G 土质边坡的静力平衡法和等值梁法.....	166
附录 H 锚索格构梁计算方法.....	170
附录 I 岩土层地基系数的比例系数.....	174
本标准用词说明.....	175
引用标准名录.....	176
附：条文说明.....	177

河南省工程勘察设计行业协会发布

1 总 则

1.0.1 为在河南省边坡工程的勘察、设计、施工及质量控制中贯彻执行国家技术经济政策，做到安全可靠、施工可行、技术先进、经济合理、确保质量和保护环境，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于岩质边坡高度为 40m 以下（含 40m）、土质边坡高度为 20m 以下（含 20m）的边坡工程以及岩石基坑边坡工程。

超过上述限定高度的边坡工程应进行充分论证和专项设计。

1.0.3 对湿陷性黄土、膨胀土等特殊岩土、侵蚀性环境、临近滑动或者滑动状态的边坡工程，以及边坡勘察设计除应符合本标准外，尚应符合国家及河南省现行的相关标准。

1.0.4 边坡工程应综合考虑工程地质、水文地质、边坡高度、环境条件、各种作用、邻近的建（构）筑物、地下市政设施、施工条件和工期等因素，因地制宜，精心设计，精心施工。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 边坡 building slope

在场地及其周边，由于建筑工程开挖或填筑施工所形成的人工边坡和对建（构）筑物安全或稳定有不利影响的自然斜坡。本标准中简称边坡。

2.1.2 边坡支护 slope retaining

为保证边坡稳定及其环境的安全，对边坡采取的结构性支护、加固与防护行为。

2.1.3 边坡环境 slope environment

边坡影响范围内或影响边坡安全的岩土体、水系、建（构）筑物、道路及管网等的统称。

2.1.4 坡顶重要建（构）筑物 important construction on top of slope

位于边坡坡顶上的破坏后果很严重、严重的建（构）筑物。

2.1.5 永久性边坡 longterm slope

工作年限超过 2 年的边坡。

2.1.6 临时性边坡 temporary slope

工作年限不超过 2 年的边坡。

2.1.7 坡率法 slope ratio method

通过调整、控制边坡坡率维持边坡整体稳定和采取构造措施保证边坡及坡面稳定的边坡治理方法。

2.1.8 重力式挡墙 gravity retaining wall

依靠自身重力使边坡保持稳定的支护结构。

2.1.9 扶壁式挡墙 counterfort retaining wall

由立板、底板、扶壁和墙后填土组成的支护结构。

2.1.10 锚定板挡墙 anchor slab wall

由墙面、拉杆、锚定板和填土共同组成的支护结构。

2.1.11 加筋土挡墙 reinforced soil wall

由墙面板、筋（带）材和填土组成、以筋材和压实填土整体抵抗土压力的支护结构。

2.1.12 土钉墙与复合土钉墙 soil nailing wall and composite soil nailing wall

土钉墙：由土钉、被加固的原位土体、钢筋网混凝土面层等构成的支护结构。

复合土钉墙：指的是将土钉墙与一种或几种单项支护技术或截水技术有机组合成的复合支护体系，构成要素主要有土钉、预应力锚杆、截水帷幕、微型桩、挂网喷射混凝土面层、原位土体等。

2.1.13 锚杆（索） anchor (anchorage)

将拉力传递到稳定的或适宜的岩土体中的一种受拉杆件。当采用钢绞线或高强钢丝束并施加一定的预拉应力时称为锚索。（完善定义，未修改）

2.1.14 系统锚杆 system of anchor bars

为保证边坡整体稳定，在坡体上按一定方式设置的锚杆群。

2.1.15 锚喷支护 anchor-shotcrete retaining

由锚杆和喷射混凝土面板组成的支护结构。

2.1.16 锚杆挡墙 retaining wall with anchors

由锚杆（索）、肋柱和面板组成的支护结构。

2.1.17 格构锚杆（索） trellis-anchor retaining

由钢筋混凝土形成框格结构进行坡面防护，并利用锚杆（索）加以固定组成的支护结构。

2.1.18 桩板墙 berlin wall

护坡桩和桩间挡板等构件组成的支护结构。

2.1.19 桩锚板 pile-sheet retaining

由桩板墙和锚杆（索）组成的支护结构。

2.1.20 联合支护 combined supporting

采用两种或两种以上支护结构共同围护边坡稳定的支护体系。

2.1.21 工程滑坡 engineering-triggered landslide

因工程行为而诱发的滑坡。

2.1.22 动态设计法 method of information design

根据信息法施工和施工勘察反馈的资料，对地质参数、设计参数及设计方案进行验证，确认原设计条件有较大变化，及时补充、修改原设计的一种设计方法。

2.1.23 信息化施工 construction of information

根据施工现场的地质情况和监测数据，对地质结论、设计参数进行验证，对施工安全性进行判断并及时修正施工方案的一种施工方法。

2.1.24 耐久性设计 durability design

在规定使用寿命期内，使结构具有抗开裂(含应力腐蚀开裂和氢致开裂)、腐蚀、热退化、剥离、磨损和外来物损伤能力的设计。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

e_a ——修正前侧向主动土压力；

e'_a ——修正后侧向主动土压力；

e_p ——挡墙前侧向被动土压力；

E_a ——相应于荷载标准组合的主动岩土压力合力；

E'_a ——修正主动岩土压力合力；

E'_{ah} ——侧向主动岩土压力合力水平分力修正值；

E_0 ——静止土压力；

E_p ——挡墙前侧向被动土压力合力；

G ——滑裂体自重；挡墙每延米自重；滑体单位宽度自重；

H_{tk} ——锚杆水平拉力标准值；

K_a ——主动岩、土压力系数；

K_0 ——静止土压力系数；

K_p ——被动岩、土压力系数；

q ——坡顶附加均布荷载；地表均布荷载标准值；

q_L ——局部均布荷载标准值；

a_w ——边坡综合水平地震系数。

2.2.2 材料性能和抗力性能

- c ——岩土体的黏聚力；结构面、滑移面的黏聚力；
 c' ——有效应力的岩土体的黏聚力；
 c_s ——边坡外倾软弱结构面黏聚力；
 j ——岩土体的内摩擦角；结构面、滑移面的内摩擦角；
 j' ——有效应力的岩土体的内摩擦角；
 j_s ——边坡外倾软弱结构面内摩擦角；
 g ——岩土体的重度；
 g' ——岩土体的浮重度；
 g_{sat} ——岩土体的饱和重度；
 g_w ——水的重度；
 D_r ——土体的相对密实度；
 w_L ——土体的液限；
 I_L ——土的液性指数；
 m ——挡墙底与地基岩土体的摩擦系数；
 r ——地震角；过水断面湿周。

2.2.3 几何参数

- a ——上阶边坡的宽度；坡脚到坡顶重要建筑物基础外边缘的水平距离；
 A ——锚杆杆体截面面积；滑动面面积；
 A_c ——锚固体截面面积；
 A_s ——土钉、锚杆钢筋或预应力钢绞线截面面积；
 B ——肋柱宽度；筋材宽度；
 B_p ——桩身计算宽度；
 H ——边坡高度；挡墙高度；土钉墙高度；
 L ——边坡坡顶塌滑区外缘至坡底边缘的水平投影距离；滑裂面长度；
 l_a ——锚杆锚固体与地层间的锚固段长度或锚筋与砂浆间的锚固长度；

a ——锚杆倾角；支挡结构墙背与墙底水平投影的夹角；破裂面切线与水平面夹角；

a' ——边坡坡面与水平面的夹角；

a_0 ——挡墙底面倾角；

b ——填土表面与水平面的夹角；地表斜坡面与水平面的夹角；土压力增大系数；土钉与水平面的夹角；

d ——墙背与岩土摩擦角；

d_t ——稳定且无软弱层的岩石坡面与填土间的内摩擦角；

q ——边坡的破裂角；边坡外倾结构面倾角；缓倾的外倾软弱结构面的倾角；假定岩土体滑动面与水平面的夹角；稳定岩石坡面或假定边坡岩土体滑动面与水平面的夹角；滑面倾角。

2.2.4 计算系数

F_s ——边坡稳定性系数；挡墙抗滑移稳定系数；

F_t ——挡墙抗倾覆稳定系数；

F_{st} ——边坡稳定安全系数；

K ——整体稳定安全系数；岩土锚杆锚固体抗拔安全系数；

K_b ——锚杆杆体抗拉安全系数，或锚杆钢筋抗拉安全系数；

b_1 ——岩质边坡主动岩石压力修正系数；

b_2 ——锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数；

g_0 ——支护结构重要性系数；

g_k ——滑坡稳定安全系数。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 边坡工程设计时应取得下列资料：

1 工程用地红线图、平面布置总图、相邻建筑物的平、立、剖面和基础图等。

2 场地和边坡的岩土工程勘察资料。

3 边坡环境条件资料。

4 施工条件、施工技术、设备性能和施工经验等资料。

5 收集类似边坡工程的设计经验。

3.1.2 边坡工程支护设计前，应对边坡工程进行岩土工程勘察，取得边坡工程的基本地质特征及各层岩土的物理力学指标并进行相应的岩土工程评价。

3.1.3 规模大、破坏后果很严重、难以处理的滑坡、危岩、泥石流及断层破碎带地区，不应修筑建筑边坡。

3.1.4 山区工程建设时应根据地质、地形条件及工程要求，因地制宜设置边坡，避免形成深挖高填的边坡工程。

3.1.5 在建筑场区内，对可能因施工或其他因素诱发滑坡、崩塌等地质灾害的区域，应采取预防措施。对具有发展趋势并威胁到建（构）筑物、地下管线、道路等市政设施安全使用的滑坡与崩塌，应采取处理措施消除隐患。

3.1.6 边坡工程的设计使用年限不应低于被保护的建（构）筑物设计使用年限。

3.1.7 边坡工程设计应根据边坡分类、边坡类型、高度、边坡的可能破坏模式及当地设计经验等因素进行概念设计，选择合适的支护方案。

3.1.8 对稳定性较差且边坡高度较大的边坡工程宜采用分阶放坡方式进行处理。对存在临空外倾结构面的岩质或岩土质边坡，支护结构的基础必须置于外倾结构面以下稳定地层内。

3.1.9 建构筑物建在已有边坡上时应确保边坡的稳定性；修建边坡时应有合适的设计措施确保边坡上已有建构筑物的稳定。同时建在已

有边坡上的建构物应采取合适的地基基础设计和处理措施，确保建构物的稳定。

3.1.10 对位于边坡坡顶及坡体内陷穴、土洞等不良地质体等应采取封堵、回填等措施；对位于边坡坡顶及坡体内一定深度内的湿陷性土层应结合边坡等级及边坡湿陷性等级采取相应的工程处理措施，确保边坡不因浸水导致失稳或塌陷；对位于坡顶及坡体内一定深度内的膨胀性岩、土层，坡顶有重要建（构）筑物时，应采取合适的工程措施防止坡顶、坡面进水。

3.1.11 边坡工程平面布置、竖向及立面设计应考虑对周边环境的影响，应兼顾治理和保护边坡环境，做到美化环境，体现生态保护要求。

3.1.12 荷载工况设计

1 边坡应采用如下工况进行设计和校核：

工况Ⅰ——一般组合，为设计工况，考虑基本荷载；

工况Ⅱ——特殊组合，为校核工况，考虑基本荷载+降雨荷载；

工况Ⅲ——特殊组合，为校核工况，考虑基本荷载+地震荷载；

基本荷载指永久荷载及可变荷载。

2 边坡设计的荷载应根据具体情况增加上述荷载工况之外的其他荷载。

3.1.13 边坡设计应结合场地地形地貌、地表水汇集与地下水分布特点，因势利导设置坡面和坡体排水系统。

3.1.14 边坡工程设计中应充分考虑施工过程中超挖、先挖后支及特殊条件下对边坡稳定的影响，防止出现深层滑移。当施工期边坡变形较大且大于规范、设计允许值时，应采取包括边坡施工期临时加固措施的支护方案。

3.1.15 下列边坡工程的设计及施工应进行专门论证：

1 地质和环境条件复杂、稳定性极差的一级边坡工程。

2 边坡塌滑区有重要建（构）筑物、稳定性较差的边坡工程。

3 采用新结构、新技术的一、二级边坡工程。

3.1.16 一级边坡工程应采用动态设计法，二级边坡工程宜采用动态设计法进行设计。

3.1.17 边坡工程支护结构混凝土构件耐久性设计应根据 GB 50010 的环境类别以及大气、水、土对钢材、混凝土的腐蚀性等级进行设计。坡面排水设计、地下排水设计等应满足其所处环境类别中耐久性要求。

1 根据边坡所处的环境条件确定环境类别；

2 混凝土支护构件的裂缝等级控制及最大裂缝宽度限值可按 JGJ94 的相关标准执行，有经验时可以适当放宽最大裂缝宽度限值。

3.1.18 位于边坡塌滑区的建（构）筑物在施工与使用期间应对坡顶位移、地表裂缝、建构筑物沉降变形进行监测。永久性边坡工程竣工后的的监测时间不应少于两年。

3.1.19 对已出现明显变形、发生安全事故及使用条件发生改变的边坡工程，其鉴定和加固应按 GB 50843 的相关标准执行。

3.2 边坡分类与破坏模式

3.2.1 按照边坡的形成方式将边坡划为挖方边坡和填方边坡；按照边坡岩、土组成物质的不同分为土质边坡、类土质边坡和岩质边坡。其中的土质边坡根据土的组成情况分为均匀土质边坡、黄土边坡、膨胀土边坡等。岩质边坡按照岩体产状与临空面关系及结构面组合关系可分为顺层边坡、逆向边坡和切向边坡。

3.2.2 岩石类别根据岩石天然单轴抗压强度（ f_r ）划分，按照表 3.2.2-1 划分，岩体完整性程度（ K_v ）按照表 3.2.2-2 执行。

表 3.2.2-1 岩石类别的划分

f_r (MPa)	≥ 60	$<60 \sim \geq 30$	$<30 \sim \geq 15$	$<15 \sim \geq 5$	< 5
岩石类别	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	极软岩

表 3.2.2-2 K_v 与定性划分的岩体完整程度的对应关系

K_v	> 0.75	$0.75 \sim 0.55$	$0.55 \sim 0.35$	$0.35 \sim 0.15$	< 0.15
完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎

3.2.3 均匀土质边坡常见的破坏形式包括滑塌、滑坡等；破坏模式为圆弧型。

3.2.4 黄土边坡的深层破坏形式包括崩塌、滑坡等；坡面破坏形式有冲刷、剥落、雨淋沟等。破坏模式有圆弧形、折线形、直线型或复合型等。

3.2.5 膨胀土的深层破坏形式包括坍塌、崩塌、浅层和深层滑坡等；破坏模式有圆弧形、折线形、直线型或复合型等。其坡面破坏形式有剥落、冲刷、雨淋沟、膨胀变形、干缩等。

3.2.6 类土质边坡的破坏形式包括浅层破坏和深层滑移等。破坏模式为圆弧状、直线型、折线型等；其坡面破坏形式包括剥落、风化等形式。

3.2.7 岩质边坡的破坏形式应结合边坡岩体组成、岩体结构面特征、组合及与临空面关系等因素进行划分，岩质边坡的常见破坏形式包括坡面破坏、坡体破坏。坡体破坏形式包括滑落、崩塌、倾倒等；坡面破坏形式包括碎裂、风化等。按照破坏模式可分为直线型滑坡、楔形体滑坡及崩塌等。具体可按照按表 3.2.7 划分。

3.2.8 岩质边坡的岩体分类应根据岩体完整程度、结构面结合程度、产状、自立能力等因素划分边坡岩体类型，并应符合附录 A 的规定。当无外倾结构面及外倾结构面组合时，完整、较完整的坚硬岩、较硬岩宜划为I类，较破碎的坚硬岩、较硬岩宜划为II类；完整、较完整的较软岩、软岩划为II类；较破碎的较软岩、软岩可划为III类。

3.2.9 确定岩质边坡的岩体类型时，由坚硬程度不同的岩石互层组成且每层厚度小于或等于 5m 的岩质边坡宜视为由相对软弱岩石组成的边坡。当边坡岩体由两层以上单层厚度大于 5m 的岩体组成时，可分段确定边坡岩体类型。

表 3.2.7 岩质边坡的破坏模式分类

破坏模式	岩体特征		破坏特征
滑移型	由外倾结构面控制的岩体	硬性结构面的岩体 软弱结构面的岩体	沿外倾结构面滑移，分单面滑移与多面滑移
	不受外倾结构面控制和无外倾结构面的岩体	块状岩体、碎裂状、散体状岩体	沿极软岩、强风化岩、碎裂结构或散体状岩体中最不利滑动面滑移
崩塌型	受结构面切割控制的岩体	被结构面切割的岩体	沿陡倾、临空的结构面塌滑；由内、外倾结构不利组合面切割，块体失稳倾倒；岩腔上岩体沿结构面剪切或坠落破坏
	无外倾结构面的岩体	整体状岩体、巨块状岩体	陡立边坡，因卸荷作用产生拉张裂缝导致岩体倾倒

3.3 边坡工程安全等级

3.3.1 边坡工程安全等级应根据边坡类型、边坡高度、破坏后果等因素，按表 3.3.1 确定。

表 3.3.1 边坡工程安全等级

边坡类型		边坡高度 H (m)	破坏后果	安全等级
岩质边坡	岩体类型为 I 或 II 类	$H \leq 40$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
	岩体类型为 III 或 IV 类	$15 < H \leq 30$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
土质边坡	$10 < H \leq 20$	很严重	一级	
		严重	二级	
		不严重	三级	
	$H \leq 10$	很严重	一级	
		严重	二级	
		不严重	三级	

注：1 一个边坡工程的各段，可根据实际情况采用不同的安全等级；

- 2 很严重：造成重大人员伤亡或财产损失；严重：可能造成人员伤亡或财产损失；
不严重：可能造成财产损失。
- 3 下列特殊二级边坡工程，其安全等级应定为一級：
- 1) 由外倾软弱结构面控制的边坡工程；
 - 2) 工程滑坡地段的边坡工程；
 - 3) 边坡塌滑区有重要建（构）筑物的边坡工程。

3.3.2 边坡坡顶有建构筑物时的安全等级确定见表 3.3.2。

表 3.3.2 边坡坡顶有建构筑物时的安全等级确定

边坡坡顶有建构筑物时的安全等级	边坡工程安全等级	建构筑物设计等级
一级	一级	一级
	二级	一级
二级	二级	二级
	三级	二级

3.3.3 边坡塌滑区范围可按下式估算：

$$L = \frac{H}{\tan q} \quad (3.3.2)$$

式中： L ——边坡坡顶塌滑区外缘至坡底边缘的水平投影距离（m）；

H ——边坡高度（m）；

q ——坡顶无荷载时边坡的破裂角（°）；对直立土质边坡可取 $45^\circ + \varphi/2$ ， φ 为土体的内摩擦角；对斜面土质边坡，可取 $(\beta + \varphi)/2$ ， β 为坡面与水平面的夹角， φ 为土体的内摩擦角；对直立岩质边坡可按本标准第 5.3.3 条确定；对倾斜坡面岩质边坡可按本标准第 5.3.4 条确定。

3.4 边坡支护结构选型

3.4.1 边坡支护形式应考虑边坡分类（填挖方特点）、边坡类型、高度、边坡地质结构、边坡的可能破坏形式及对边坡变形控制的难易程度等因素综合考虑。常见的边坡支护设计方案可按表 3.4.1 选用。

表 3.4.1 边坡支护结构常用形式

条件 支护结构	边坡环境条件	边坡高度 H (m)	边坡工程 安全等级	备注
坡率法	场地允许, 坡顶无重要建(构)筑物	土质边坡, 单级 $H \leq 10$, 多级 $H \leq 20$ 岩质边坡, $H \leq 20$	二、三级	适用于对边坡变形要求不高的边坡工程, 多与生态护坡结合
重力式挡土墙	场地允许, 坡顶无重要建(构)筑物	土质边坡, $H \leq 8$ 岩质边坡, $H \leq 10$	二、三级	适用于对边坡变形要求不高的边坡工程
悬臂式挡墙、扶壁式挡墙	填方区	悬臂式挡墙, $H \leq 6$ 扶壁式挡墙, $H \leq 10$	二、三级	适用于对边坡变形要求不高的边坡工程
加筋土挡墙	填方区		二、三级	适用于对边坡变形要求不高的边坡工程
锚定板挡墙	填方区		二、三级	适用于对边坡变形要求不高的边坡工程
锚喷支护	挖方区	III类岩质边坡, $H \leq 15$	二、三级	土质、岩质边坡
锚杆挡墙	挖方区 填方区	单级 ≤ 8 ; 总高 ≤ 18	一、二级	土质边坡、土岩组合边坡、岩质边坡; 对变形有较高要求的边坡, 宜采用预应力锚杆
土钉墙	场地允许, 坡顶无重要建(构)筑物, 挖方区	一般小于 10	二级	适用于对边坡变形要求不高的边坡工程
预应力复合土钉墙	挖方区	一般小于 15	二级	可较好控制边坡变形
格构锚杆(索)	挖方区 填方区	土质边坡, $H \leq 20$ 岩质边坡, $H \leq 30$	一、二级	土质边坡、土岩组合边坡、岩质边坡; 对变形有较高要求的边坡, 宜采用预应力锚杆
桩板墙	场地狭窄, 坡顶有建(构)筑物需要保	填方边坡, ≤ 10 悬臂式, $H \leq 15$ 土质边坡,	一、二级	当边坡对变形要求较高及环境条件要求较高时; 特殊岩土边坡

条件 支护结构	边坡环境条件	边坡高度 H (m)	边坡工程 安全等级	备注
	护, 挖方区	$H \leq 15$ 岩质边坡, $H \leq 30$		
桩锚板	场地狭窄, 坡 顶有建(构) 筑物需要保 护, 挖方区	$H \leq 30$	一、二级	1 当边坡变形及环境条 件要求较高时; 2 特殊岩土边坡
联合支护	挖方区	适用高度更大	一、二级	如上部土钉墙下部桩锚 板结构、桩基托梁挡墙 或特殊岩土边坡

3.4.2 黄土边坡的坡体支护形式见表 3.4.2。坡面防护见本标准第 19 章。

表 3.4.2 黄土边坡坡体支护形式

序号	支护形式	适用条件	备注
1	坡率法	可从数米到 20m。	多与生态护坡结合。
2	各类挡土墙如重力式挡墙、扶壁式挡墙、衡重式挡墙等。	一般高度 5~8m 不等; 当边坡不太高时土体本身稳定时多采用;	1 当高度较大时, 对墙底承载力要求高; 2 对砌筑质量要求较高; 3 多为有一定填方和削坡后的边坡
3	土钉墙与预应力土钉墙	一般不超过 18m	
4	加筋土挡墙	当施工质量确有保证时, 可分级支护, 高度可大于 20m;	1 为填土边坡; 2 对施工质量要求较高
5	锚定板挡墙	可分级, 高度可大于 10~15m;	1 为填土边坡 2 对施工质量要求较高
6	1 复合式挡土墙如桩基托梁挡土墙; 2 挡土墙与锚杆(索)复合;	高度可大于 10~15m;	当需要对已有挡土墙加固时
7	组合式护坡: 如上部挡土墙或多级放坡、下部锚拉桩结构;	可分级支护, 高度可大于 15m 及以上, 分级高度多在	

序号	支护形式	适用条件	备注
		10m左右;	
8	锚索格构梁类	可数十米到数十米	控制边坡变形较好
9	桩板墙	支护高度小于15m;	属悬臂式大直径、大间距护坡形式, 桩顶位移较大
10	桩锚板	一般不大于20m	1 控制边坡变形较好; 2 常与上部有较高填方边坡结合使用
11	工程措施与生物措施结合		

3.4.3 黄土挖方边坡宜采用分级开挖、及时防护的设计方案。

3.4.4 膨胀岩土挖方边坡宜采用分级开挖及时防护、坡脚预加固的设计方案。

表 3.4.4 膨胀岩土边坡支护形式一览表

序号	支护形式	适用条件	备注
1	坡率法	可达数米	可与生态护坡结合
2	各类挡土墙如重力式挡墙、压脚墙	一般高度不大于3m	多为有一定填方和削坡后的边坡; 高度大时, 对墙底承载力要求高, 对砌筑质量要求较高
3	预应力复合土钉墙	10m左右	一般对弱膨胀土
4	挡土墙与锚杆(索)复合	高度可大于10~15m	
5	桩板墙	一般高度10m左右	
6	联合支护: 如上部复合土钉墙、下部挡土墙等	可分级, 高度可大于10m以上, 但分级高度多10m左右	
7	桩锚板	不大于10m	控制边坡变形较好
8	锚索格构梁	可达数十米	控制边坡变形较好
9	工程措施与生物措施结合类护坡		有生物措施时边坡应较缓

常见的坡面防护类型见本标准第19章。

3.4.5 类土质边坡常见的坡面变形防护有浆砌片石防护、拱型骨架、网格骨架、护面墙等。深层破坏应采用格构锚杆、桩板墙、锚杆挡墙等其它支护结构形式。

3.4.6 岩质边坡的常见支护形式见表 3.4.6。

表 3.4.6 岩质边坡支护结构常用形式

条件 支护结构	边坡环境条件	边坡高度 H (m)	边坡工程 安全等级	备注
坡率法	场地允许, 坡顶无重要建(构)筑物	岩质边坡, $H \leq 15$	二、三级	适用于对边坡变形要求不高的边坡工程
锚喷支护	挖方区	Ⅲ类岩质边坡, $H \leq 15$	二、三级	岩质边坡
格构锚杆 (索)	挖方区	土岩组合边坡, $H \leq 15$ 岩质边坡, $H \leq 40$	一、二级	土岩组合边坡、岩质边坡对变形有较高要求的边坡, 宜采用预应力锚杆
桩板墙	场地狭窄, 坡顶有建(构)筑物需要保护, 挖方区	悬臂式, $H \leq 15$ 岩质边坡, $H \leq 40$	一、二级	当边坡对变形要求较高及环境条件要求较高时; 特殊岩土边坡
桩锚板	场地狭窄, 坡顶有建(构)筑物需要保护, 挖方区	$H \leq 40$	一、二级	1 当边坡变形及环境条件要求较高时; 2 特殊岩土边坡
联合支护	挖方区	适用高度更大	一、二级	如上部土钉墙下部桩锚板结构、桩基托梁挡墙或特殊岩土边坡

常见的坡面防护类型见本标准第七章。

3.5 设计原则

3.5.1 边坡工程设计应符合下列规定:

1 支护结构达到最大承载能力、锚固系统失效、发生不适于继续承载的变形或坡体失稳应满足承载能力极限状态的设计要求。

2 支护结构和边坡达到支护结构或邻近建（构）筑物的正常使用所规定的变形限值或达到耐久性的某项规定限值应满足正常使用极限状态的设计要求。

3.5.2 边坡工程设计所采用作用组合与相应的抗力限值应符合下列规定：

1 按地基承载力确定支护结构或构件的基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或桩上的作用应采用荷载标准组合；相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。

2 计算边坡与支护结构的稳定性时，应采用荷载标准组合，其分项系数均为 1.0。

3 计算锚杆面积、锚杆杆体与砂浆的锚固长度、锚杆锚固体与岩土层的锚固长度时，传至锚杆的作用采用荷载标准组合。

4 在确定支护结构截面、基础高度、计算基础或支护结构内力、确定配筋和验算材料强度时，采用荷载基本组合，并应满足下式的要求：

$$g_0 S \leq R \quad (3.5.2)$$

式中：S——基本组合的设计值；

R——结构构件抗力的设计值；

g_0 ——支护结构重要性系数，对安全等级为一级的边坡不应低于 1.1，二、三级边坡不应低于 1.0。

5 计算支护结构变形、锚杆变形及地基沉降时，采用荷载准永久组合，不计入风荷载和地震作用，相应的限值应为支护结构、锚杆或地基的变形允许值。

6 支护结构抗裂计算时，采用荷载标准组合，并考虑长期作用影响。

7 抗震设计时地震作用效应和荷载的组合效应应按国家现行相关标准执行。

3.5.3 地震区边坡工程应按下列原则考虑地震作用的影响：

1 边坡工程抗震设防烈度应根据中国地震动参数区划图确定的本地区地震基本烈度，且不应低于边坡塌滑区内建筑物的设防烈度。

2 抗震设防区，支护结构或构件承载能力应采用地震作用效应和荷载基本组合效应进行验算。

3 抗震设防的边坡工程，其地震作用计算应符合 GB 55002 的相关标准；抗震设防烈度为 6 度的地区，边坡工程支护结构可不进行地震作用计算，但应采取抗震构造措施，抗震设防烈度 6 度以上的地区，边坡工程支护结构应进行地震作用计算；临时性边坡可不作抗震计算。

4 支护结构和锚杆外锚头等，应按抗震设防烈度要求采取相应的抗震构造措施。

3.5.5 边坡工程设计应包括支护结构的选型、支护结构的平面及立面布置、计算、构造和排水，并对施工、监测及质量验收等提出要求。

3.5.6 边坡支护结构设计时应进行下列计算和说明：

1 边坡工程设计应根据不同的工况进行整体稳定性分析与验算。对高度较大的边坡应分级设计。分级放坡时应验算整体边坡和各分级边坡的稳定性。

2 应结合各类工程特点及使用期工程可能的受力情况选择合适的坡顶荷载或荷载组合。

3 支护结构及其基础的抗压、抗弯、抗剪、抗拉、局部抗压承载力的计算。

4 支护结构基础的地基承载力计算。

5 支护结构的稳定性计算。

6 锚杆锚固体的抗拔承载力及锚杆杆体抗拉承载力的计算。

7 地下水较发育边坡的地下水控制计算。

8 边坡施工期的稳定性计算与设计。

9 涉及危大工程的部位、环节及有关应对措施。

3.5.7 支护结构与防护结构混凝土强度等级应根据所处场地环境类别、结构承载力、变形与裂缝控制、耐久性等综合确定，且不应低于 C25。

3.5.8 降雨荷载应根据 20a~100a 重现期的降雨强度确定。不同防治工程等级的降雨强度重现期宜按表 3.5.8 规定取值。

表 3.5.8 降雨强度重现期取值表

边坡工程安全等级	降雨强度重现期/a
一级	100
二级	50
三级	20

3.6 边坡变形控制设计

3.6.1 当边坡上已有建构物对边坡变形有较高要求时，应对边坡进行变形控制设计，且边坡变形控制应满足下列要求：

1 工程行为引发的边坡过量变形和地下水的变化不应造成坡顶建（构）筑物开裂及其基础沉降差超过允许值。

2 支护结构基础置于土层地基时，地基变形不应造成邻近建（构）筑物开裂和影响基础桩的正常使用。

3 应考虑施工因素对支护结构变形的影响，变形产生的附加应力不得危及支护结构安全。

3.6.2 需控制变形的一级边坡工程应采取设计、施工及监测等综合措施，并根据当地工程经验采取类比法实施。

3.6.3 对边坡变形有较高要求时，应根据边坡周边环境的重要性、对变形的适应能力和岩土性状等因素，按当地经验确定边坡支护结构的变形允许值。

3.6.4 对变形要求控制严格的边坡工程，应采取预应力锚杆（索）、双排桩、桩板墙、桩锚板等刚度较大、受力后变形量较小的支护结构形式。且锚杆施工应避免对相邻建（构）筑物地基基础造成损害。存在临空的外倾软弱结构面的岩质边坡和土质边坡，设计时应考虑支护结构的基础须置于软弱面以下稳定的地层内。

3.6.5 对稳定性较差的边坡，边坡开挖方案应按不利工况进行边坡稳定和变形验算。当水钻成孔可能诱发边坡和周边环境变形过大时，应采用干成孔法。

3.6.6 位于较软弱土质地基上的边坡工程，当支护结构地基变形不能满足设计要求时，应采取卸载、地基加固处理措施。

3.6.7 边坡工程施工对相邻建（构）筑物可能引发较大变形或危害时，应加强监测，采取设计和施工措施，并应对建（构）筑物及其地基基础进行预加固处理。

4 边坡工程勘察

4.1 一般规定

4.1.1 下列边坡工程应进行专项边坡工程地质勘察：

1 地质条件和环境条件复杂、有明显变形迹象的一级边坡工程。

2 边坡周边有重要建（构）筑物的边坡工程。

4.1.2 除本标准第 4.1.1 条规定外的其他边坡工程可与工程地质勘察一并进行，但应满足边坡勘察的工作深度和要求。

4.1.3 大型和地质环境复杂的边坡工程宜分阶段勘察；当地质环境复杂、施工过程中发现地质环境与原勘察资料不符且可能影响边坡治理效果或因设计、施工原因变更边坡支护方案时应进行施工勘察。

4.1.4 边坡工程勘察应结合边坡类型、边坡高度、边坡可能的破坏模式及可能采用的支护形式等因素布置勘探点、采取相应勘探手段。

4.1.5 特殊土边坡除应进行常规勘察外，尚应结合特殊土的发育特点进行针对性勘察。

4.1.6 下列边坡应进行稳定性评价：

1 由外倾结构面组成或特殊土组成的边坡。

2 施工期可能出现较大不利因素的边坡。

3 运行期条件可能发生较大变化的边坡。

4.1.7 边坡稳定性评价应在查明工程地质、水文地质条件的基础上，根据边坡岩土工程条件，采用定性分析和定量分析相结合的方法进行。

4.1.8 对高度较大、地面荷载较大及特殊土边坡，其坡脚地面抗隆起、抗管涌和抗渗流等稳定性评价应按国家现行相关标准执行。

4.1.9 已有变形迹象或坡顶有重要建构筑物边坡应在勘察期间进行变形监测。

4.1.10 边坡工程勘察等级应根据边坡工程安全等级和边坡地质环境复杂程度按表 4.1.10 划分。

表 4.1.10 边坡工程勘察等级

边坡工程安全等级	地质环境复杂程度		
	复杂	中等复杂	简单
一级	一级	一级	二级
二级	一级	二级	三级
三级	二级	三级	三级

4.1.11 边坡地质环境复杂程度可按表 4.1.11 判别。

表 4.1.11 边坡地质环境复杂程度划分表

判定因素	地质环境复杂程度		
	复杂	中等复杂	简单
岩土体组成	种类多，性质变化大	种类较多，性质变化较大	种类少，性质变化小
特殊土	发育	较发育	不发育
外倾结构面贯通情况及组合关系	有多个贯通	有一个贯通	无贯通结构面
水文地质条件	复杂	较复杂	简单
不良地质现象	发育	较发育	不发育

注：1 以上五个判定因素中有一个为复杂或发育，即可定为边坡地质环境为复杂；

2 其中一项为较复杂或较发育即可判定为边坡地质环境中等复杂。

3 以上五个判定因素中全为简单或不发育，才能定为边坡地质环境简单。

4.1.12 对工程滑坡或潜在滑坡的勘察应根据工程特点按现行国家相关标准执行。

4.2 边坡工程勘察

4.2.1 边坡工程勘察前除应收集边坡及邻近边坡的工程地质资料外，还应取得下列资料：

- 1 附有坐标和地形的拟建边坡支护结构的总平面布置图。
- 2 边坡高度、坡底高程和边坡平面尺寸。
- 3 拟建场地的整平高程和挖方、填方情况。
- 4 拟建支护结构的性质、结构特点及拟采取的基础形式、尺寸和埋置深度。
- 5 边坡滑塌区及影响范围内的建（构）筑物的相关资料。
- 6 边坡工程区域的相关气象资料。
- 7 场地区域最大降雨强度和二十年一遇及五十年一遇最大降雨量；河、湖历史最高水位和二十年一遇及五十年一遇的水位资料；可能影响边坡水文地质条件的工业和市政管线、江河等水源因素，以及相关水库水位调度方案资料。
- 8 对边坡工程产生影响的汇水面积、排水坡度、长度和植被等情况。
- 9 边坡周围山洪、冲沟和河流冲淤等情况。

4.2.2 边坡工程勘察应包括下列内容：

- 1 不良地质现象的范围和性质特点。
- 2 坡顶邻近（含基坑周边）建（构）筑物的荷载、结构、基础形式和埋深，地下设施的分布和埋深。
- 3 边坡场地所在的地貌单元及地形、地貌、地面标高。挖填方情况、边坡高度、坡度等。
- 4 边坡体的岩土组合关系如地质时代、不同岩性的类型、厚度等，边坡基岩面的形态、坡度，岩石风化和完整程度。
- 5 岩质边坡中主要结构面特别是软弱结构面的类型、产状、发育程度、延伸程度、结合程度、充填状况、充水状况、组合关系、力学属性及各结构面与临空面的关系，是否存在外倾结构面。
- 6 边坡场地各土、岩地层的物理力学性质和各类软弱结构面的抗剪强度。

7 岩土体中地下水的出露情况，地下水类型、含水层分布，水位、水量、补给及动态变化情况，岩土层的透水性等。地下水、土对支护结构材料的腐蚀性。

8 地区气象条件（特别是雨期、暴雨强度），汇水面积、坡面植被，调查地表水对坡面、坡脚的冲刷情况。

9 评价边坡的稳定性：应对可能失稳的边坡及相邻地段进行工程地质测绘、勘探、试验、观测和分析计算，做出稳定性评价，对人工边坡提出最优开挖坡角；对可能失稳的边坡提出防护处理措施的建议。

10 应分析地质条件及不当施工工艺可能造成的工程风险，提出防治措施的建议。

11 地质条件复杂时应进行施工勘察。施工勘察应配合施工开挖进行地质编录，核对、补充前阶段的勘察资料，必要时，进行施工安全预报，提出修改设计的建议。

4.2.3 边坡工程勘察应先进行工程地质测绘和调查。工程地质测绘和调查工作应查明边坡的形态、坡角、结构面产状和性质等，工程地质测绘和调查范围应包括可能对边坡稳定有影响及受边坡影响的所有地段。

4.2.4 对土质边坡应采用工程地质测绘、探井、静力触探、钻探、土工试验等相结合的勘探手段；对类土质和岩质边坡应采用工程地质测绘、钻探、动力触探、土工试验、岩石试验等相结合的勘探手段。对于复杂、重要的边坡工程可辅以洞探。位于岩溶发育区域的边坡应在测绘、调查基础上，先进行物探工作，再进行钻探验证。

4.2.5 边坡工程勘探范围应包括坡面区域及外围受影响的区域。对无外倾结构面控制的岩质边坡的勘探范围：到坡顶的水平距离一般不应小于边坡高度；对外倾结构面控制的岩质边坡的勘探范围应根据组成边坡的岩土性质及可能破坏模式确定。对于可能发生圆弧形破坏的土质边坡不应小于 1.5 倍坡高。对可能沿岩土界面滑动的土质边坡，后部应大于可能的后缘边界，前缘应大于可能的剪出口位

置。勘察范围尚应包括可能对建（构）筑物有潜在安全影响的区域。

4.2.6 勘探线应以垂直边坡走向和平行主滑方向布置为主，在拟设置支护结构的位置应布置平行和垂直的勘探线。成图比例尺应大于或等于 1: 500。

4.2.7 勘探点分为一般性勘探点和控制性勘探点。控制性勘探点宜占勘探点总数的 1/5~1/3，地质环境条件简单、小型边坡工程取 1/5，地质环境条件复杂、大型边坡工程取 1/3，并应满足统计分析的要求。

4.2.8 详细勘察的勘探线、点间距可按表 4.2.8 或地区经验确定。每一单独边坡段勘探线不应少于 2 条，每条勘探线不应少于 3 个勘探点。

表 4.2.8 详细勘察的勘探线、点间距

边坡勘察等级	勘探线间距 (m)	勘探点间距 (m)
一级	≤20	≤15
二级	20~30	15~20
三级	30~40	20~25

注：初步勘察的勘探线、点间距可适当放宽。

4.2.9 边坡工程勘探点深度应进入最下层潜在滑面 2.0m~5.0m，控制性钻孔取大值，一般性钻孔取小值；支护位置的控制性勘探孔深度应根据可能选择的支护结构形式确定。对于重力式挡墙、扶壁式挡墙和锚杆挡墙进入持力层不应小于 2.0m；悬臂桩进入嵌固段的深度，对土质边坡不宜小于悬臂桩长度的 1.0 倍，对岩质边坡时不小于 0.7 倍。

4.2.10 对主要岩土层和软弱层应采样进行室内物理力学性能试验，其试验项目应包括物理性质、强度及变形指标，试样的含水状态应包括天然状态和饱和状态。主要岩土层采集试样数量：土层不少于 8 组，对于现场大剪试验，每组不应少于 3 个试件；岩样抗压强度不应少于 6 个试件。岩石抗剪强度不少于 3 组。需要时应采集岩样进行变形指标试验，有条件时应进行结构面的抗剪强度试验。

4.2.11 土质边坡抗剪强度试验方法的选择应符合下列规定：

1 根据坡体内的含水状态选择天然或饱和状态的抗剪强度试验方法。

2 在计算土压力和抗倾覆计算时，对黏土、粉质黏土宜选择直剪剪切试验或三轴不固结不排水剪，对粉土、砂土和碎石土宜选择有效应力强度指标。

3 计算整体稳定、局部稳定和抗滑稳定性时，对一般的黏性土、砂土和碎石土，按第 2 款相同的试验方法，但对饱和软黏性土，宜选择直剪快剪、三轴不固结不排水试验或十字板剪切试验。

4.2.12 边坡稳定性计算应根据不同的工况选择相应的抗剪强度指标。土质边坡按水土合算原则计算时，地下水位以下宜采用土的饱和自重固结不排水抗剪强度指标；按水土分算原则计算时，地下水位以下宜采用土的有效抗剪强度指标。

4.2.13 边坡工程勘察应提供水文地质参数。对于土质边坡及较破碎、破碎和极破碎的岩质边坡宜在不影响边坡安全条件下，通过抽水、压水或渗水试验确定水文地质参数。

4.2.14 边坡工程勘察除应进行地下水力学作用和地下水物理、化学作用的评价以外，还应论证孔隙水压力变化规律和对边坡应力状态的影响。

4.2.15 对于地质条件复杂的边坡工程，初步勘察时宜选择部分钻孔埋设地下水和变形监测设备进行监测。

4.2.16 除各类监测孔外，边坡工程勘察工作中的探井、探坑和探槽等在野外工作完成后应及时封填密实。

4.2.17 对大型待填的填方边坡宜进行料源勘察，针对可能的取料地点，查明用于边坡填筑的岩土工程性质，为边坡填筑的设计和施工提供依据。

4.3 滑坡工程勘察

4.3.1 在对地形地貌、区域地质、水文地质、环境情况及保护对象进行介绍的基础上，围绕滑坡规模、等级、滑坡类型、滑坡基本特征、破坏模式及滑面形态及力学参数进行勘察，在此基础上进行稳

定性评价，重点是计算剩余下滑力，并提出针对该滑坡的支护、排水、卸荷等治理措施。

4.3.2 勘察的任务是为滑坡或潜在滑坡治理工程施工图设计提供可靠的岩土参数和岩土工程勘查资料。具体任务如下：

1 充分收集和调查勘查区域内的地形、地貌、地质构造、工程地质条件、水文地质、气象、地震和人类活动、坡面植被等相关资料；当地气象条件（如雨期、暴雨强度）、汇水面积等。

2 查明勘查区内滑坡或潜在滑坡的分布范围、类型、规模，主要诱发因素、岩土结构组成及岩性特征；查明斜坡坡度、坡向、地层倾向与斜坡坡向组合关系、基岩面的形态、岩石风化程度及完整程度等。

3 查明滑坡变形特征：调查剪出口和后缘裂缝的分布、长度、深度，前后缘变形裂缝的宽度、延伸长度、错距、充填物和发展方向等变形迹象。确定滑动面（带）或软弱结构面类型、分布、形状、埋深及特征。

4 查明地下水类型、补给和动态变化情况，调查剪出口的渗水情况，评价其对斜坡稳定的影响。分析水、土对支护结构等材料的腐蚀性。

5 对拟实施防治工程的重点部位进行有针对性的工程地质勘探和测试。

6 根据室内试验资料成果分析，结合地区经验提出滑坡或潜在滑坡体（滑体、滑面、滑床）支护设计所需的岩土物理力学参数。

7 分析滑坡可能的破坏模式，对其稳定性进行计算，计算剩余下滑力。

8 对滑坡加固方案进行分析论证，提出工程防治措施。

9 提出影响滑坡或潜在滑坡工程施工的不利地质因素，并对工程设计和施工中应注意的问题提出建议。

4.4 岩土体边坡力学参数

4.4.1 岩体结构面的结合程度可按附录 B 确定。

4.4.2 岩体结构面抗剪强度指标的试验应符合 GB/T 50266 的相关标准。当无条件进行试验时，结构面的抗剪强度指标标准值在初步设计时可按表 4.4.2 并结合类似工程经验确定。

表 4.4.2 结构面抗剪强度指标标准值

结构面类型		结构面结合程度	内摩擦角 φ ($^{\circ}$)	黏聚力 c (kPa)
硬性 结构面	1	结合好	>35	>130
	2	结合一般	35~27	130~90
	3	结合差	27~18	90~50
软弱 结构面	4	结合很差	18~12	50~20
	5	结合极差（泥化层）	<12	<20

注：1 除第 1 项和第 5 项外，结构面两壁岩性为极软岩、软岩时取较低值；

2 取值时应考虑结构面的贯通程度；

3 结构面浸水时取较低值；

4 临时性边坡可取高值；

5 未考虑结构面参数在施工期和运行期受其他因素影响发生的变化，当判定为不利因素时，可进行适当折减。

4.4.3 当无试验资料和缺少当地经验时，天然状态或饱和状态岩体内摩擦角标准值可根据天然状态或饱和状态岩块的内摩擦角标准值结合边坡岩体完整程度按表 4.4.3 中系数折减确定。

表 4.4.3 边坡岩体内摩擦角的折减系数

边坡岩体完整程度	内摩擦角的折减系数
完整	0.95~0.90
较完整	0.90~0.85
较破碎	0.85~0.80
破碎、极破碎	0.80~0.75

注：1 全风化层可按成分相同的土层考虑；

2 强风化基岩可根据地方经验适当折减。

4.4.4 边坡岩体等效内摩擦角宜按当地经验确定。当缺乏当地经验时，可按表 4.4.4 取值。

表 4.4.4 边坡岩体等效内摩擦角标准值

边坡岩体类型	I	II	III	IV
等效内摩擦角 φ_e (°)	$\varphi_e > 72$	$72 \geq \varphi_e > 62$	$62 \geq \varphi_e > 52$	$52 \geq \varphi_e > 42$

注：1 边坡高度较大时宜取较小值；高度较小时宜取较大值；当边坡岩体变化较大时，应按同等高度段分别取值；

2 已考虑时间效应；对于II、III、IV类岩质临时边坡可取上限值，I类岩质临时边坡可根据岩体强度及完整程度取大于 72°的数值；

3 适用于完整、较完整的岩体；较破碎的岩体可根据地方经验适当折减。

4.4.5 对滑动面（带）土的计算强度指标应根据试验成果、反分析成果和当地相似滑坡工程经验值综合确定。

4.5 边坡稳定性评价

4.5.1 进行边坡稳定性计算前，应根据边坡地质范围、规模、地质条件，边坡成因及已经出现的变形破坏迹象，对边坡的稳定性作出定性判断。当对边坡定性评价为不稳定或疑似不稳定时，应进行定量评价。

4.5.2 应根据岩土工程地质条件对边坡的可能破坏模式、相应破坏方向、破坏范围等作出判断。判断岩质边坡的可能破坏模式时应同时考虑到受岩土体强度控制和受结构面控制的破坏。

4.5.3 对推移式滑坡，应分析从新的剪出口剪出的可能性及前缘崩塌对滑坡稳定性的影响；对牵引式滑坡，除应分析沿不同的滑面滑动的可能性外，还应分析前方滑体滑动后方滑体滑动的可能性。

4.5.4 边坡抗滑移稳定性计算可采用刚体极限平衡法。当边坡破坏机制复杂时，可采用数值极限分析法。

4.5.5 计算沿结构面滑动的边坡稳定性时，应根据结构面形态采用平面或折线形滑面。计算均匀土质边坡、破碎或极破碎岩质边坡的稳定性时，可采用圆弧形滑面。

4.5.6 采用刚体极限平衡法进行边坡稳定性评价时，可根据滑面或疑似滑面的形态特征按本标准附录 C 选择具体的计算方法。

4.5.7 边坡稳定性计算时，对基本烈度为 7 度及 7 度以上地区的永久性边坡应进行地震工况下边坡稳定性校核。

4.5.8 塌滑区内无重要建（构）筑物的边坡采用刚体极限平衡法和静力数值计算法计算稳定性时，滑体、条块或单元的地震作用可简化为一个作用于滑体、条块或单元重心处、指向坡外（滑动方向）的水平静力，其值应按下列公式计算：

$$Q_e = a_w G \quad (4.5.8-1)$$

$$Q_{ei} = a_w G_i \quad (4.5.8-2)$$

式中： Q_e 、 Q_{ei} ——滑体、第 i 计算条块或单元单位宽度地震力（kN/m）；

G 、 G_i ——滑体、第 i 计算条块或单元单位宽度自重 [含坡顶建（构）筑物作用]（kN/m）；

a_w ——边坡综合水平地震系数，由所在地区地震基本烈度按表 4.5.8 确定。

表 4.5.8 水平地震系数

地震基本烈度	7 度		8 度		9 度
地震峰值加速度	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
综合水平地震系数 a_w	0.025	0.038	0.050	0.075	0.100

4.5.9 对潜在滑坡或滑坡的剩余下滑力的计算，应在确定边（滑）坡的重要性等级、滑面形态及对应参数、滑体厚度等条件的基础上进行，并宜结合工程类比法综合分析后确定。

4.5.10 当边坡可能存在多个滑动面时，对各个可能的滑动面均应进行稳定性计算。

4.5.11 除校核工况外，边坡稳定性状态分为稳定、基本稳定、欠稳定和不安定四种状态，可根据边坡稳定性系数按表 4.5.11 确定。

表 4.5.11 边坡稳定性状态划分

边坡稳定性系数	$F_s < 1.00$	$1.00 \leq F_s < 1.05$	$1.05 \leq F_s < F_{st}$	$F_s \geq F_{st}$
边坡稳定性状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

注： F_{st} ——边坡稳定安全系数。

4.5.12 边坡稳定安全系数应依据边坡工程安全等级和荷载组合按表 4.5.12-1 选取。边坡防治设计的荷载组合应根据具体情况对特殊组合增加附加荷载和其他荷载。临时边坡稳定安全系数 F_{st} 见表 4.5.12-2 选取。

表 4.5.12-1 边坡稳定安全系数取值

边坡工程 安全等级	设计	校核		
	工况 I	工况II	工况III	工况IV
一级	1.35	1.25	1.15	1.05
二级	1.30	1.20	1.10	1.02
三级	1.25	1.15	1.05	不考虑

表 4.5.12-2 临时边坡稳定安全系数 F_{st}

边坡工程安全等级 稳定安全系数 边坡类型	一级	二级	三级
	临时边坡	1.25	1.20

5 边坡支护结构的侧向岩土压力

5.1 一般规定

5.1.1 侧向岩土压力分为静止岩土压力、主动岩土压力和被动岩土压力。当支护结构变形不满足主动岩土压力产生条件时，或当边坡上方有重要建筑物时，应对侧向岩土压力进行修正。

5.1.2 侧向岩土压力可采用库仑土压力或朗肯土压力公式求解。侧向总岩土压力可采用总岩土压力公式直接计算或按岩土压力公式求和计算。

5.1.3 在各种岩土侧压力计算时，可用解析公式求解。对于复杂情况也可采用数值极限分析法进行计算。

5.2 侧向土压力

5.2.1 静止土压力可按式计算：

$$e_{oi} = \left(\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + q \right) K_{oi} \quad (5.2.1)$$

式中： e_{oi} ——计算点处的静止土压力（kPa）；

γ_j ——计算点以上第j层土的重度（kN/m³）；

h_j ——计算点以上第j层土的厚度（m）；

q ——坡顶附加均布荷载（kN/m²）；

K_{oi} ——计算点处的静止土压力系数。

5.2.2 静止土压力系数宜由试验确定。当无试验条件时，对砂土可取0.34~0.45，对黏性土可取0.5~0.7。

5.2.3 根据平面滑裂面假定（图 5.2.3），主动土压力合力可按下列公式计算：

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (5.2.3-1)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)} \left\{ K_q [\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)] + 2\eta \sin \alpha \cos \varphi \cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) \right. \\ \left. - 2\sqrt{K_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi - \beta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi} \right. \\ \left. \times \sqrt{K_q \sin(\alpha - \delta) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi} \right\} \quad (5.2.3-2)$$

$$e_{pi} = \left(\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + q \right) K_{pi} + 2c_i \sqrt{K_{pi}} \quad (5.2.3-3)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma H} \quad (5.2.3-4)$$

式中： E_a ——相应于荷载标准组合的主动土压力合力（kPa）；

K_a ——主动土压力系数；

H ——挡土墙高度（m）；

γ ——土体重度（kN/m³）；

c ——土的黏聚力（kPa）；

φ ——土的内摩擦角（°）

q ——地表均布荷载标准值（kN/m²）；

δ ——土对挡土墙墙背的摩擦角（°），可按表 5.2.3 取值；

β ——填土表面与水平面的夹角（°）；

α ——支护结构墙背与水平面的夹角（°）

表 5.2.3 土对挡土墙墙背的摩擦角 δ

挡土墙情况	摩擦角 δ
墙背平滑，排水不良	(0.00~0.33) φ
墙背粗糙，排水良好	(0.33~0.50) φ
墙背很粗糙，排水良好	(0.50~0.67) φ
墙背与填土间不可能滑动	(0.67~1.00) φ

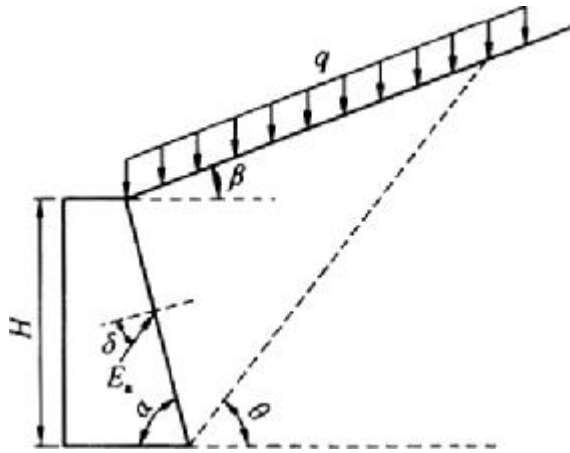


图 5.2.3 土压力计算

5.2.4 当墙背直立光滑、土体表面水平时，主动土压力可按下式计算：

$$e_{ai} = \left(\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + q \right) K_{ai} - 2c_i \sqrt{K_{ai}} \quad (5.2.4)$$

式中： e_{ai} ——计算点处的主动土压力（kPa）； $e_{ai} < 0$ 时取 $e_{ai} = 0$ ；

K_{ai} ——计算点处的主动土压力系数，取 $K_{ai} = \tan^2(45^\circ - \varphi_i / 2)$ ；

c_i ——计算点处土的黏聚力（kPa）；

φ_i ——计算点处土的内摩擦角（°）。

5.2.5 当墙背直立光滑、土体表面水平时，被动土压力可按下式计算：

$$e_{pi} = \left(\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + q \right) K_{pi} + 2c_i \sqrt{K_{pi}} \quad (5.2.5)$$

式中： e_{pi} ——计算点处的被动土压力（kPa）；

K_{pi} ——计算点处的被动土压力系数，取 $K_{pi} = \tan^2(45^\circ + \varphi_i / 2)$ 。

5.2.6 边坡坡体中有地下水但未形成渗流时，作用于支护结构上的侧压力可按下列规定计算：

- 1 对砂土和粉土应按水土分算原则计算。
- 2 对黏性土宜根据工程经验按水土分算或水土合算原则计算。

3 按水土分算原则计算时，作用在支护结构上的侧压力等于土压力和静止水压力之和，地下水位以下的土压力采用浮重度（ γ' ）和有效应力抗剪强度指标（ c' 、 φ' ）计算。

4 按水土合算原则计算时，地下水位以下的土压力采用饱和重度（ γ_{sat} ）和总应力抗剪强度指标（ c 、 φ ）计算。

5.2.7 边坡坡体中有地下水形成渗流时，作用于支护结构上的侧压力，除按本标准第 5.2.6 条计算外，尚应按国家现行相关标准计算渗透力。

5.2.8 当挡墙后土体破裂面以内有较陡的稳定岩石坡面时，应视为有限范围填土情况计算主动土压力（图 5.2.8）。有限范围填土时，主动土压力合力可按下列公式计算：

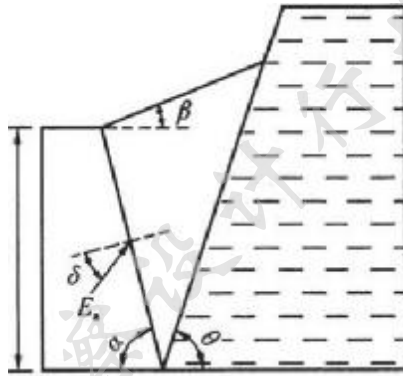


图 5.2.8 有限范围填土时土压力计算

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (5.2.8-1)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha - \delta + \theta - \delta_r) \sin(\theta - \beta)} \left[\frac{\sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \delta_r)}{\sin^2 \alpha} - \eta \frac{\cos \delta_r}{\sin \alpha} \right] \quad (5.2.8-2)$$

式中： θ ——稳定岩石坡面的倾角（°）；

δ_r ——稳定且无软弱层的岩石坡面与填土间的内摩擦角（°），宜根据试验确定。当无试验资料时，可取 $\delta_r = (0.40 \sim 0.70) \varphi$ 。 φ 为填土的内摩擦角。

5.2.9 当坡顶作用有线性分布荷载、均布荷载和坡顶填土表面不规则时或岩土边坡为二级时，在支护结构上产生的侧压力可按本标准附录 D 简化计算。

5.2.10 当边坡的坡面为倾斜、坡顶水平、无超载时（图 5.2.10），土压力的合力可按下列公式计算，边坡破坏时的平面破裂角可按公式（5.2.10-3）计算：

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (5.2.10-1)$$

$$K_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta \cos \rho}{\gamma H \sin(\alpha + \beta)} \quad (5.2.10-2)$$

$$\theta = \arctan \left[\frac{\cos \varphi}{\sqrt{1 + \frac{\cot \alpha'}{\eta + \tan \varphi} - \sin \varphi}} \right] \quad (5.2.10-3)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h} \quad (5.2.10-4)$$

式中： E_a ——水平土压力合力（kPa）；

K_a ——水平土压力系数；

h ——边坡的垂直高度（m）；

γ ——支护结构后的土体重度，地下水位以下用有效重度（kN/m³）；

α' ——边坡坡面与水平面的夹角（°）；

c ——土的黏聚力（kPa）；

φ ——土的内摩擦角（°）；

θ ——土体的临界滑动面与水平面的夹角（°）

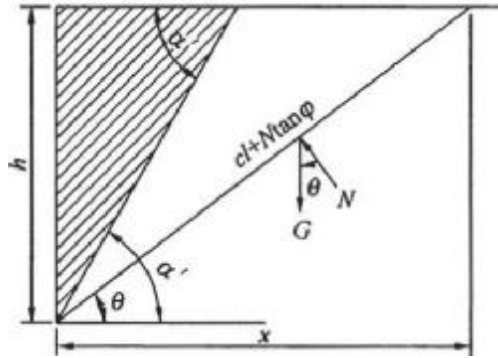


图 5.2.10 边坡的坡面为倾斜时计算简图

5.2.11 考虑地震作用时，作用于支护结构上的地震主动土压力可按本标准公式（5.2.3-1）计算，主动土压力系数应按下列式计算：

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\cos \rho \sin^2 \alpha \sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)} \left\{ K_q [\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta - \rho) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho - \beta)] + 2\eta \sin \alpha \cos(\varphi - \rho) \cos \rho \cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) \right. \\ \left. - 2\sqrt{K_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi - \rho - \beta) + \eta \sin \alpha \cos(\varphi - \rho)} \right. \\ \left. \times \sqrt{K_q \sin(\alpha - \delta - \rho) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \alpha \cos(\varphi - \rho)} \right\} \quad (5.2.11-1)$$

$$K_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta \cos \rho}{\gamma H \sin(\alpha + \beta)} \quad (5.2.11-2)$$

式中： K_q ——系数；

η ——系数，可按公式（5.2.3-4）计算；

ρ ——地震角，可按表 5.2.11 取值。

表 5.2.11 地震角 ρ

类别	7 度		8 度		9 度
	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
水上	1.5°	2.3°	3.0°	4.5°	6.0°
水下	2.5°	3.8°	5.0°	7.5°	10.0°

5.3 侧向岩石压力

5.3.1 对侧向岩石压力的分析应根据岩体结构面特征及组合关系以及可能的破坏模式进行分析。

5.3.2 对沿外倾结构面滑动的边坡，主动岩石压力合力可按下列公式计算：

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (5.3.2-1)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta + \theta - \varphi_s) \sin(\theta - \beta)} \quad (5.3.2-2)$$

$$[K_q \sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \varphi_s) - \eta \sin \alpha \cos \varphi_s] \quad (5.3.2-3)$$

$$\eta = \frac{2c_s}{\gamma H} \quad (5.3.2-3)$$

式中： θ ——边坡外倾结构面倾角（°）；

c_s ——边坡外倾结构面黏聚力（kPa）；

φ_s ——边坡外倾结构面内摩擦角（°）；

K_q ——系数，可按公式（5.2.3-3）计算；

δ ——岩石与挡墙背的摩擦角（°），取（0.33~0.50） φ 。

当有多组外倾结构面时，应计算每组结构面的主动岩石压力并取其大值。

5.3.3 对沿缓倾的外倾软弱结构面滑动的边坡（图 5.3.3），主动岩石压力合力可按下式计算：

$$E_a = G \tan(\theta - \varphi_s) - \frac{c_s L \cos \varphi_s}{\cos(\theta - \varphi_s)} \quad (5.3.3)$$

式中： G ——四边形滑裂体自重（kN/m）；

L ——滑裂面长度（m）；

θ ——缓倾的外倾软弱结构面的倾角（°）；

c_s ——外倾软弱结构面的黏聚力（kPa）；

φ_s ——外倾软弱结构面内摩擦角（°）。

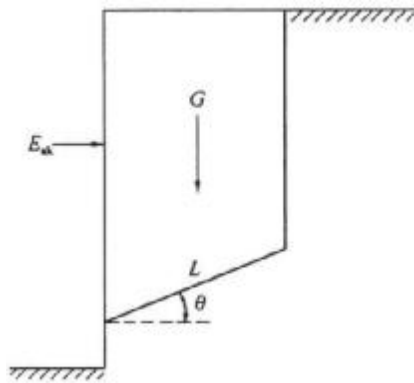


图 5.3.3 岩质边坡四边形滑裂时侧向压力计算

5.3.4 岩质边坡的侧向岩石压力计算和破裂角应符合下列规定：

1 对无外倾结构面的岩质边坡，应以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法计算侧向岩石压力；对坡顶无建筑荷载的永久性边坡和坡顶有建筑荷载时的临时性边坡和基坑边坡，破裂角按 $45^\circ + \varphi/2$ 确定，I类岩体边坡可取 75° 左右；坡顶无建筑荷载的临时性边坡和基坑边坡的破裂角，I类岩体边坡取 82° ；II类岩体边坡取 72° ；III类岩体边坡取 62° ；IV类岩体边坡取 $45^\circ + \varphi/2$ 。

2 当有外倾硬性结构面时，应分别以外倾硬性结构面的抗剪强度参数按本标准第 5.3.2 条的方法和以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法分别计算，取两种结果的较大值；破裂角取本条第 1 款和外倾结构面倾角两者中的较小值。

3 当边坡沿外倾软弱结构面破坏时，侧向岩石压力应按本标准第 5.3.2 条和第 5.3.3 条计算，破裂角取该外倾结构面的倾角，同时应按本条第 1 款进行验算。

5.3.5 当岩质边坡的坡面为倾斜、坡顶水平、无超载时，岩石压力的合力可按本标准公式（5.2.10-1）计算。当岩体存在外倾结构面时， θ 可取外倾结构面的倾角，抗剪强度指标取外倾结构面的抗剪强度指标；当存在多个外倾结构面时，应分别计算，取其中的最大值为设计值。

5.3.6 考虑地震作用时，作用于支护结构上的地震主动岩石压力应按本标准第 5.3.2 条公式（5.3.2-1）计算，其主动岩石压力系数应按下式计算：

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\cos\psi \sin^2\alpha \sin^2(\alpha - \delta + \theta - \varphi_s) \sin(\theta - \beta)}$$

$$[K_q \sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \varphi_s + \rho) - \eta \sin\alpha \cos\varphi_s \cos\rho] \quad (5.3.6)$$

式中： K_q ——系数，可按公式（5.2.11-2）计算；

η ——系数，可按公式（5.2.3-4）计算；

ρ ——地震角，可按本标准表 5.2.11 取值。

6 坡率法

6.1 一般规定

6.1.1 当工程场地有放坡条件，场地放坡不影响建构筑物稳定和正常使用时，可采用坡率法。

6.1.2 进行卸载或放坡时，应确保坡体的整体稳定。坡率允许值可结合工程类比或工程经验综合确定。

6.1.3 有下列情况之一的边坡不应单独采用坡率法，应与其他边坡支护方法联合使用：

- 1 放坡开挖对相邻建（构）筑物有不利影响的边坡。
- 2 地下水发育的边坡。
- 3 软弱土层等稳定性差的边坡。
- 4 坡体内有外倾软弱结构面或深层滑动面的边坡。
- 5 单独采用坡率法不能有效改善整体稳定性的边坡。

6.1.4 填方边坡、黄土边坡、膨胀土边坡的坡率允许值应根据边坡稳定性计算结果并结合地区经验确定。填方边坡采用放坡设计时可与加筋材料联合应用。

6.1.5 采用坡率法时应对坡面采取防护措施，坡面防护措施可选用锚喷、浆砌片石、格构等措施，永久边坡宜采用格构措施，临时边坡可选用锚喷措施，具体见本标准第 19 章。

6.1.6 采用坡率法时应进行边坡环境整治、坡面绿化和排水处理。

6.2 设计计算

6.2.1 土质边坡的坡率允许值应根据边坡类型、高度及已有设计经验分析确定。当土质均匀良好、无特殊土、地下水贫乏、无不良地质作用、地质环境条件简单且无超载时，边坡坡率允许值可按表 6.2.1 确定。

表 6.2.1 土质边坡坡率允许值

边坡土体类别	状态	坡率允许值（高宽比）	
		坡高小于 5m	坡高 5m~10m
碎石土	密实	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75
	中密	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00
	稍密	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
黏性土	坚硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50

注：1 碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的黏性土；

2 对于砂土或充填物为砂土的碎石土，其边坡坡率允许值应按砂土或碎石土的自然休止角确定；

3 对临时性边坡可取大值；

4 本表不适用于黄土、膨胀土、软土等特殊土边坡。

6.2.2 对无外倾软弱结构面的边坡，应根据边坡类型、风化程度、边坡高度及已有设计经验按表 6.2.2 确定。

表 6.2.2 岩质边坡坡率允许值

边坡岩体类型	风化程度	坡率允许值（高宽比）		
		$H < 8m$	$8m \leq H < 15m$	$15m \leq H < 25m$
I类	未（微）风化	1:0.00~1:0.10	1:0.10~1:0.15	1:0.15~1:0.25
	中等风化	1:0.10~1:0.15	1:0.15~1:0.25	1:0.25~1:0.35
II类	未（微）风化	1:0.10~1:0.15	1:0.15~1:0.25	1:0.25~1:0.35
	中等风化	1:0.15~1:0.25	1:0.25~1:0.35	1:0.35~1:0.50
III类	未（微）风化	1:0.25~1:0.35	1:0.35~1:0.50	—
	中等风化	1:0.35~1:0.50	1:0.50~1:0.75	—
IV类	中等风化	1:0.50~1:0.75	1:0.75~1:1.00	—
	强风化	1:0.75~1:1.00	—	—

注：1 H ——边坡高度；2 IV类强风化包括各类风化程度的岩石；3 全风化岩体可按土质边坡坡率取值；4 对临时性边坡可取大值；5 本表不包括膨胀岩等特殊土边坡。

6.2.3 下列边坡的坡率允许值应通过稳定性计算分析确定：

- 1 有外倾结构面的岩质边坡。
- 2 土质较软或坡脚有特殊岩土的边坡。
- 3 坡顶边缘附近有较大荷载的边坡。

6.2.4 土质边坡稳定性计算应考虑边坡影响范围内的建（构）筑物和边坡支护处理对地下水等水文地质条件的影响及由此而引起的对边坡稳定性的影响。

6.2.5 边坡稳定性评价应符合本标准第 4.5 节的有关规定。

6.3 构造要求

6.3.1 边坡整体高度可按同一坡率进行放坡，也可根据边坡岩土的变化情况按不同的坡率放坡。

6.3.2 位于斜坡上的人工压实填方边坡应验算填方沿斜坡滑动的稳定性。分层填筑前应将斜坡的坡面修成若干台阶，使压实填方与斜坡面紧密接触。

6.3.3 边坡排水系统的设置应符合下列规定：

1 边坡坡顶、坡面、坡脚和水平台阶应设排水沟，并作好坡脚防护；在坡顶外围应设截水沟。

2 当边坡表层有积水湿地、地下水渗出或地下水露头时，应根据实际情况设置外倾排水孔、排水盲沟和排水钻孔。

6.3.4 黄土边坡应做好坡顶隔水及周边的挡排水措施。

6.3.5 膨胀岩土边坡应做好坡顶、坡面隔水封水及周边的挡排水措施。

6.3.6 对局部不稳定块体应清除，或采用锚杆和其它有效加固措施，锚杆（索）设计应符合本标准第 12 章有关规定。

6.3.7 永久性边坡宜采用锚喷、浆砌片石或格构等构造措施护面。在条件许可时，宜采用格构或其它有利于生态环境保护和美化的护面措施。临时性边坡可采用水泥砂浆护面。

6.4 施工

6.4.1 挖方边坡施工开挖应自上而下有序进行，并应保持两侧边坡的稳定，弃土、弃渣的堆填不应导致边坡附加变形或破坏现象发生。

6.4.2 填方边坡施工应自下而上分层进行，每一层填方施工完成后应进行相应技术指标的检测，质量检验合格后方可进行下一层填方施工。

6.4.3 边坡工程在雨期施工时应做好水的排导和防护工作。

7 重力式挡墙

7.1 一般规定

7.1.1 采用重力式挡墙时，土质边坡高度不宜大于 8m，岩质边坡高度不宜大于 10m。

7.1.2 重力式挡墙类型应根据边坡高度、挖方、填方特点、墙底地质条件、施工条件等因素综合考虑确定，对岩质边坡和挖方形成的土质边坡宜优先采用俯斜式挡墙，高度较大的土质边坡宜采用衡重式或仰斜式挡墙。

7.1.3 对变形有严格要求或开挖土、石方可能危及边坡稳定的边坡不宜采用重力式挡墙，开挖土、石方危及相邻建筑物安全的边坡不应采用重力式挡墙。

7.1.4 重力式挡墙设计应进行抗滑移和抗倾覆稳定性验算。当挡土墙位于边坡坡顶时，应按相关标准进行地基稳定性验算。

7.1.5 挡土墙持力层应选择地基承载力较高地层。当地基下为软弱土、特殊土分布时，应结合地基条件对地基进行处理，或采取挡土墙与地基处理结合的组合结构，确保挡土墙地基稳定。

7.2 设计计算

7.2.1 初步设计时应根据边坡高度结合当地已有设计经验初步选定设计参数进行设计计算。

7.2.2 作用在墙背上的主动土压力，可按库仑理论计算。土质边坡采用重力式挡墙高度不小于 5m 时，主动土压力宜按本标准第 5.2 节计算的主动土压力值乘以增大系数确定。挡墙高度 5m~8m 时增大系数宜取 1.1，挡墙高度大于 8m 时增大系数宜取 1.2。

7.2.3 重力式挡墙的抗滑移稳定性应按下列公式验算（图 7.2.3）：

$$F_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \quad (7.2.3-1)$$

$$G_n = G \cos \alpha_0 \quad (7.2.3-2)$$

$$G_t = G \sin \alpha_0 \quad (7.2.3-3)$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) \quad (7.2.3-4)$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) \quad (7.2.3-5)$$

式中： E_a ——每延米主动岩土压力合力（kPa）；

F_s ——挡墙抗滑移稳定系数；

G ——挡墙每延米自重（kN/m）；

α ——墙背与墙底水平投影的夹角（°）；

α_0 ——挡墙底面倾角（°）；

δ ——墙背与岩土的摩擦角（°），见表 5.2.3；

μ ——挡墙底与地基岩土体的摩擦系数，宜由试验确定，按表 7.2.3 选用。

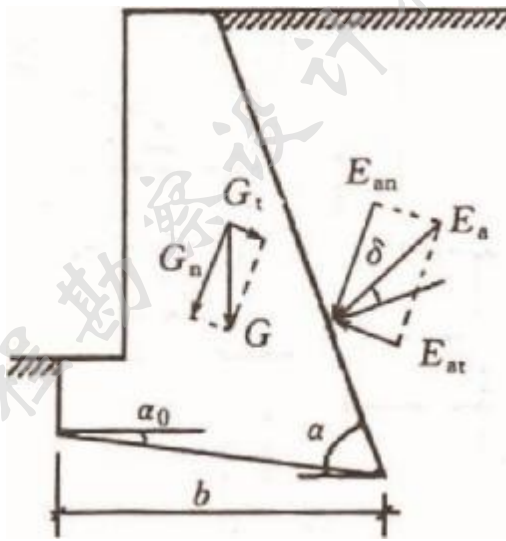


图 7.2.3 挡墙抗滑移稳定性验算

表 7.2.3 岩土与挡墙底面摩擦系数 μ

岩土类别		摩擦系数 μ
黏性土	可塑	0.20~0.25
	硬塑	0.25~0.30
	坚硬	0.30~0.40
中密及以上粉土		0.25~0.35
中砂、粗砂、砾砂		0.35~0.40
中密及以上碎石土		0.40~0.50
极软岩、软岩、较软岩		0.40~0.60
表面粗糙的坚硬岩、较硬岩		0.65~0.75

7.2.4 重力式挡墙的抗倾覆稳定性应按下列公式进行验算（图 7.2.4）：

$$F_t = \frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ax}z_f} \geq 1.6 \quad (7.2.4-1)$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta) \quad (7.2.4-2)$$

$$E_{az} = E_a \cos(\alpha - \delta) \quad (7.2.4-3)$$

$$x_f = b - z \cot \alpha \quad (7.2.4-4)$$

$$z_f = z - b \tan \alpha_0 \quad (7.2.4-5)$$

式中： F_t ——挡墙抗倾覆稳定系数；

b ——挡墙底面水平投影宽度(m)；

x_0 ——挡墙中心到墙趾的水平距离(m)；

z ——岩土压力作用点到墙踵的垂直距离(m)。

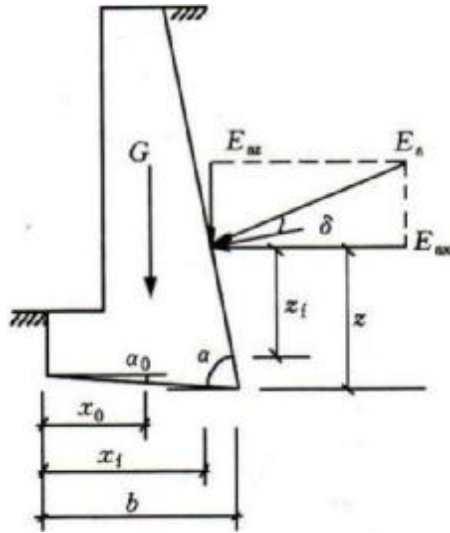


图 7.2.4 挡墙抗倾覆稳定性验算

7.2.5 地震工况下，重力式挡墙的抗滑移稳定系数不应小于 1.10，抗倾覆稳定性不应小于 1.30。

7.2.6 重力式挡墙的地基承载力和结构强度计算，应符合国家现行相关标准。

7.3 构造要求

7.3.1 墙顶宽度，当墙身为混凝土浇筑时，不应小于 0.4m；当墙身为浆砌时，不应小于 0.5m；当墙身为干砌圪工时，不应小于 0.6m。

7.3.2 重力式挡墙材料可使用浆砌块石、条石、毛石混凝土或素混凝土。块石、条石的强度等级不应低于 MU30，砂浆强度等级不应低于 M5.0；混凝土强度等级不应低于 C25。

7.3.3 重力式挡墙基底可做成逆坡。对土质地基，基底逆坡坡度不宜大于 1:10；对岩质地基，基底逆坡坡度不宜大于 1:5。

7.3.4 挡墙地基表面纵坡大于 5%时，应将基底设计为台阶式，其最下一级台阶底宽不宜小于 1.0m。

7.3.5 重力式挡墙的基础埋置深度，应根据地基稳定性、地基承载力、冻结深度、水流冲刷情况以及岩石风化程度等因素确定。在土质地基中，基础最小埋置深度不宜小于 1.0m，在岩质地基中，基础最小埋置深度不宜小于 0.3m，风化软质岩层不应小于 0.5m。基础埋

置深度应从坡脚排水沟底算起。受水流冲刷时，埋置深度应从预计冲刷底面算起。

7.3.6 位于稳定斜坡地面的重力式挡墙，其墙趾最小埋入深度和距斜坡面的最小水平距离应符合表 7.3.6 的规定。

表 7.3.6 斜坡地面墙趾最小埋入深度和距斜坡地面的最小水平距离(m)

地基情况	最小埋入深度 (m)	距斜坡地面的最小水平距离 (m)
硬质岩石	0.60	0.60~1.50
软质岩石	1.00	1.50~3.00
土质	1.00	3.00

注：硬质岩指单轴抗压强度大于 30MPa 的岩石，软质岩指单轴抗压强度小于 15MPa 的岩石。

7.3.7 重力式挡墙的伸缩缝间距，对条石、块石挡墙宜为 20m~25m，对混凝土挡墙宜为 10m~15m。具有整体式墙面的挡土墙应设置伸缩缝和沉降缝，在挡墙高度突变处及与其他建（构）筑物连接处应设置伸缩缝，在地基岩土性状变化处应设置沉降缝。沉降缝、伸缩缝的缝宽宜为 20mm~30mm，缝中应填塞沥青麻筋或其它有弹性的防水材料，填塞深度不应小于 150mm。

7.3.8 挡墙后面的填土，应优先选择抗剪强度高和透水性较强的砂性土、砂砾、碎（砾）石、粉煤灰等材料。在季节性冻土地区，不应采用冻胀性材料做填料。不宜采用粘土作为填料。严禁采用淤泥质土、淤泥、腐殖土、膨胀土等软弱有害的岩土体作为填料。应进行墙后填料的土质试验，确定填料的物理力学指标。当缺乏可靠试验数据时，填料内摩擦角 φ 可参照表 7.3.8 选用。

表 7.3.8 填料内摩擦角或综合内摩擦角

填料种类		综合内摩擦角 j_0 (°)	内摩擦角 j (°)	重度 (kN/m ³)
粘性土	墙高 $H \leq 6\text{m}$	35~40	——	17~18
	墙高 $H > 6\text{m}$	30~35	——	
碎石、不易风化的块石		——	45~50	18~19
大卵石、碎石类土、不易风化的岩石碎块		——	40~45	18~19
小卵石、砾石、粗砂、石屑		——	35~40	18~19
中砂、细砂、砂质土		——	30~35	17~18

注：填料重度可根据实测资料作适当修正，计算水位以下的填料重度采用浮重度。

7.3.9 挡墙的防渗与泄水布置应根据地形、地质、环境、水体来源及填料等因素分析确定，泄水孔进水侧应设置反滤层。

7.3.10 挡墙后填土地表应设置排水良好的地表排水系统。

7.4 施工

7.4.1 浆砌块石、条石挡墙的施工所用砂浆宜采用机械拌合。块石、条石表面应清洗干净，砂浆填塞应饱满，严禁干砌。

7.4.2 块石、条石挡墙所用石材的上下面应尽可能平整，块石厚度不应小于 200mm。挡墙应分层错缝砌筑，墙体砌筑时不应有垂直通缝；且外露面应用 M7.5 砂浆勾缝。

7.4.3 墙后填土应分层夯实，选料及其密实度均应满足设计要求，填料回填应在砌体或混凝土强度达到设计强度的 75% 以上后进行。

7.4.4 当填方挡墙墙后地面的横坡坡度大于 1:6 时，应进行地面粗糙处理后再填土。

7.4.5 重力式抗滑挡墙在施工前应预先设置好排水系统，保持边坡和基坑坡面干燥。基坑开挖后，基坑内不应积水，并应及时进行基础施工。

7.4.6 重力式抗滑挡墙应分段、跳槽施工。

8 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙

8.1 一般规定

8.1.1 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙适用于地基承载力较低的填方边坡工程。

8.1.2 悬臂式挡墙适用高度不宜超过 6m，扶壁式挡墙不宜超过 10m。

8.1.3 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙结构应采用现浇钢筋混凝土结构。

8.1.4 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的基础应置于稳定的岩土层内，其埋置深度应符合本标准第 7.3.6 条的规定。

8.1.5 当墙基下为软弱土、特殊土分布时，应结合地质条件对地基进行处理，或采取挡土墙与地基处理结合的组合结构确保挡墙地基稳定。

8.2 设计计算

8.2.1 进行悬臂式挡墙和扶壁式挡墙初步设计时应根据边坡高度结合当地已有设计经验初步选定设计参数进行设计计算。悬臂式、扶壁式挡土墙应满足本标准第 4.5 节中稳定性评价的规定。

8.2.2 挡土墙作用（或荷载）的计算应满足本标准第 5.2.3 条的要求，计算挡土墙墙背和墙踵板的土压力时，不计填料与板间的摩擦力。悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的侧向主动土压力宜按第二破裂面法进行计算。当不能形成第二破裂面时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线或通过墙踵的竖向面作为假想墙背计算，取其中不利状态的侧向压力作为设计控制值。

8.2.3 计算挡墙整体稳定性和立板内力时，可不考虑挡墙前底板以上土的影响；在计算墙趾板内力时，应计算底板以上填土的自重。

8.2.4 悬臂式挡墙的立板、墙趾板和墙踵板等结构构件可取单位宽度按悬挑构件进行计算。

8.2.5 计算挡墙实际墙背和墙踵板的土压力时，可不计填料与板间的摩擦力。计算立板内力时，侧向压力分布可按图 8.2.5 或根据当地经验图形确定。

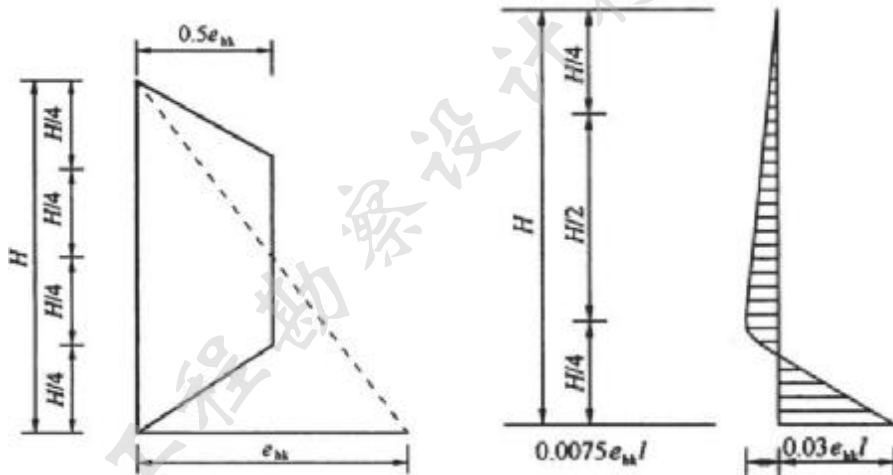
8.2.6 对扶壁式挡墙，根据其受力特点可按下列简化模型进行内力计算：

1 立板和墙踵板可根据边界约束条件按三边固定、一边自由的板或以扶壁为支点的连续板进行计算。

2 墙趾底板可简化为固定在立板上的悬臂板进行计算。

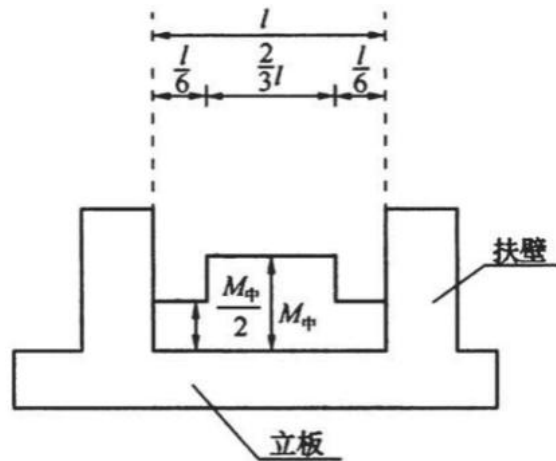
3 扶壁可简化为 T 形悬臂梁进行计算，其中立板为梁的翼缘，扶壁为梁的腹板。

9.2.7 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的抗滑、抗倾稳定性验算应按本标准的第 7.2 节的有关规定执行。当存在深部潜在滑面时，应按本标准的第 4.5 节的规定进行潜在滑面整体稳定性验算。



(a) 侧压力分布图

(b) 立板竖向弯矩分布图



(c) 立板弯矩横向分布图

图 8.2.5 扶壁式挡墙侧向压力分布图

$M_{中}$ —板跨中弯矩； H —墙面板的高度；

e_{hk} —墙面板底端内填料引起的法向土压力； l —扶壁之间的净距

8.2.8 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的地基承载力和变形验算按国家现行相关标准执行。

8.3 构造要求

8.3.1 悬臂式挡墙截面尺寸应根据强度和变形计算确定，立板顶宽和底板厚度不应小于 200mm。当挡墙高度大于 4m 时，宜在根部加腋。

8.3.2 扶壁式挡墙尺寸应根据强度和变形计算确定，并应符合下列规定：

1 扶壁式挡土墙分段长度不宜超过 20m，每一分段宜设三个或三个以上的扶壁。

2 两扶壁之间的距离宜取挡墙高度的 1/3~1/2。

3 扶壁的厚度宜取扶壁间距的 1/8~1/6，且不宜小于 300mm。

4 立板顶端和底板的厚度不应小于 200mm。

5 立板在扶壁处的外伸长度，宜根据外伸悬臂固端弯矩与中间跨固端弯矩相等的原则确定，可取两扶壁净距的 0.35 倍左右。

8.3.3 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的结构构件截面设计、钢筋的连接和锚固等应按 GB 55008 和 GB 50010 的相关标准执行。

8.3.4 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的混凝土强度等级应根据结构承载力和所处环境类别确定，且不应低于 C30。立板和扶壁的混凝土保护层厚度不应小于 35mm，底板的保护层厚度不应小于 40mm。受力钢筋直径不应小于 12mm，间距不宜大于 250mm。

8.3.5 当挡墙受滑动稳定控制时，应采取提高抗滑能力的构造措施。宜在墙底下设防滑键，其高度应保证键前土体不被挤出。防滑键厚度应根据抗剪强度计算确定，且不应小于 300mm，抗滑键混凝土与底板混凝土同时浇筑。

8.3.6 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙位于纵向坡度大于 5%的斜坡时，基底宜做成台阶形。

8.3.7 对软弱地基或填方地基，当地基承载力不满足设计要求时，应进行地基处理或采用桩基础方案。

8.3.8 挡墙上应设置向墙外坡度不小于 4%的泄水孔，泄水孔间排距 2~3m，品字形布置，折线墙背的易积水部位必须设置泄水孔。泄水孔进水侧应设置反滤层，反滤层可优先采用土工合成材料、无砂混凝土块或其它新型材料。无砂混凝土块或砂加卵石反滤层的厚度不小于 300mm，最低一排泄水孔的进水口下部应设置隔水层。

8.3.9 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙纵向伸缩缝间距宜设置 20m。宜在不同结构单元处和地层性状变化处设置沉降缝；且沉降缝与伸缩缝宜合并设置。

8.3.10 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的墙后填料和回填质量应符合本标准第 8.3.8 条规定。

8.3.11 挡墙结构应进行混凝土裂缝宽度的验算。迎土面的裂缝宽度不应大于 0.2mm，背土面的裂缝宽度不应大于 0.2mm，并应符合 GB 55008 和 GB 50010 的相关标准。

8.4 施工

8.4.1 悬臂式挡墙施工包括测量放线、基槽开挖检验、地基处理、垫层施工、面板施工、填料施工等。

8.4.2 当采用组合式结构时，应先施工地基工程，验收合格后再进行上部挡土墙结构的施工。

8.4.3 墙后填料宜按照设计的竖向间距分层敷设并及时压实，压实度 $\geq 93\%$ 。填土时应清除填土中的草、树皮、树根等杂物。填料回填应在砌体或混凝土强度达到设计强度的 75% 以上后进行。扶壁墙间回填宜对称实施，施工时应避免填土对扶壁式挡墙的不利影响。

8.4.4 施工时应做好排水系统，避免各类水软化地基，基坑开挖后应及时封闭。墙身应设置反滤排水设施，使其排水畅通。

8.4.5 基础处理、垫层施工、面板施工、填料施工等检查、检验、验收应按照相关标准执行。

河南省工程勘察设计行业协会发布

9 加筋土挡墙

9.1 一般规定

9.1.1 加筋土挡墙组成包括：墙面、墙基础、筋材和墙体填土（图 9.1.1）。当进行填方工程需保持外墙面稳定时可采用加筋土挡墙。

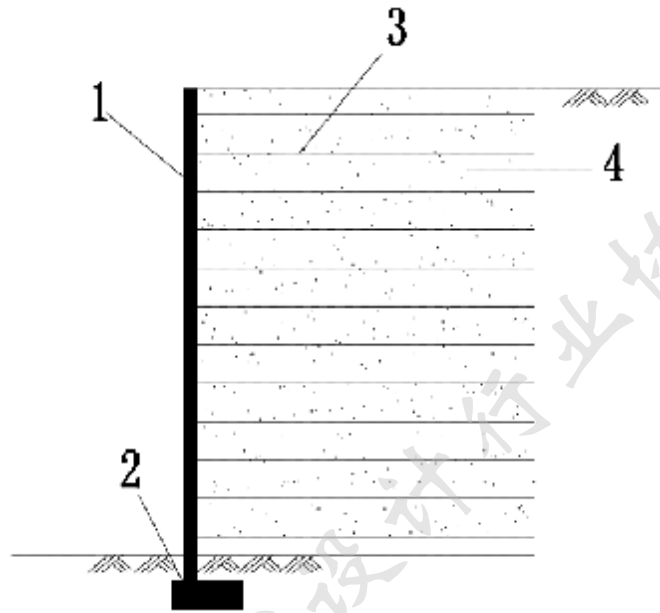


图 9.1.1 加筋土挡墙结构

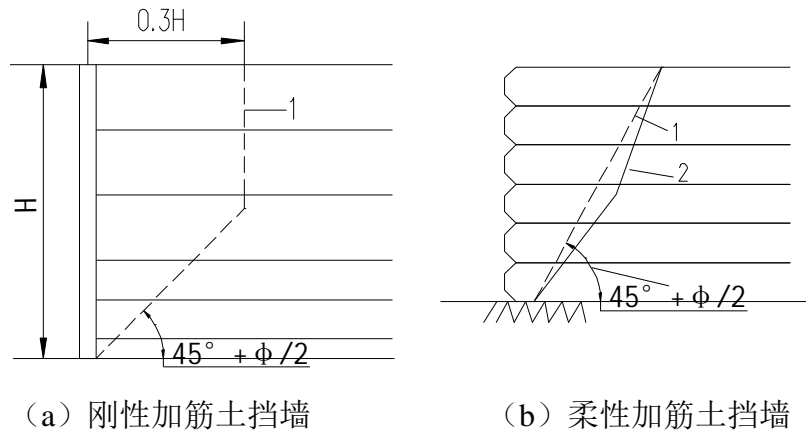
1—墙面；2—墙基础；3—筋材；4—墙体填土

墙面应根据筋材类型和具体工程要求确定，可采用整体式或拼装板块式的钢筋混凝土板、预制混凝土模块、包裹式墙面、挂网喷浆式墙面等类型。

9.1.2 加筋土挡墙按筋材模量可分为下列两种型式：

1 刚性加筋土挡墙：用抗拉模量高、延伸率低的土工带等作为筋材，墙内填土中的潜在破裂面如图 9.1.2（a）所示。

2 柔性加筋土挡墙：以塑料土工格栅或有纺土工织物等拉伸模量相对较低的材料作为筋材，墙内填土中潜在破裂面如朗肯破坏面如图 9.1.2（b）所示。



(a) 刚性加筋土挡墙

(b) 柔性加筋土挡墙

图 9.1.2 两类加筋土挡墙的破裂面示意图

1—潜在破裂面；2—实测破裂面； ϕ —填土的内摩擦角

9.1.3 加筋土挡墙单级墙高不宜大于 10m，当采用多级墙时，每级墙高不宜大于 10m，上、下级墙体之间应设置宽度不小于 2m 的平台，并应对上一级面板基础加强。

9.1.4 加筋土挡墙墙面一般采用钢筋混凝土板。面板截面可采用矩形、十字形、六角形或整体式面板等。

9.1.5 加筋土挡土墙的拉筋宜采用土工格栅、复合土工带、土工织物、土工格室或钢筋混凝土板条等，拉筋材料应具有下列性能：

- 1 抗拉强度高、延伸率小和蠕变变形小。
- 2 筋土界面之间具有足够的摩擦力。
- 3 有较好的耐腐蚀性和抗老化性。

4 当采用土工合成材料拉筋时，尚应符合 GB/T50290 的相关标准。

9.1.6 加筋土挡土墙不应修建在滑坡、水流冲刷、崩塌等不良地质地段。

9.1.7 加筋土挡墙的设计应进行内部稳定性计算和外部稳定性计算。外部稳定性验算应符合本标准第 4.5 节的规定。建于软土、特殊土地基上的加筋土挡墙应进行地基处理。地基下可能存在深层滑动时，应对加筋土挡墙地基进行整体滑动稳定验算。

9.2 设计计算

9.2.1 进行加筋土挡墙初步设计时应结合填方边坡高度及当地已有设计经验初步选定设计参数进行设计计算。

9.2.2 加筋土挡墙设计采用极限平衡法，应包括下列内容：

1 挡墙外部稳定性验算，即倾覆稳定、滑移稳定和地基承载力验算等。

2 挡墙内部稳定性验算，即加筋材料抗拉强度计算和抗拔稳定计算。

3 构件强度和配筋计算，即面板强度计算、钢筋混凝土加筋带强度计算、加筋材料与墙面板的连接强度验算。

4 其他计算与设计。

9.2.3 设计采用的材料允许抗拉（拉伸）强度 T_a 应根据实测的极限抗拉强度 T ，通过下列公式计算确定：

$$T_a = \frac{T}{RF} \quad (9.2.3-1)$$

$$RF = RF_{CR} \cdot RF_{iD} \cdot RF_D \quad (9.2.3-2)$$

式中： RF_{CR} ——材料因蠕变影响的强度折减系数；

RF_{iD} ——材料在施工过程中受损伤的强度折减系数；

RF_D ——材料长期老化影响的强度折减系数；

RF ——综合强度折减系数。

以上各种折减系数应按具体工程采用的加筋材料类别、填土情况和工作环境等通过试验测定。蠕变折减系数、施工损伤折减系数、老化折减系数在无实测资料时，综合强度折减系数宜采用 2.5~5.0；施工条件差、材料蠕变性大时，综合强度折减系数应采用大值。

9.2.4 加筋土挡墙外部稳定性验算应将整个加筋土体视为刚体，采用重力式挡墙的方法验算墙体的抗水平滑动稳定性、抗深层滑动稳定性和地基承载力。加筋土体可不做抗倾覆校核，但墙底面上作用合力的着力点应在底面中三分段之内。墙背土压力应按朗肯（Rankine）土压力理论确定（图 9.2.4）。

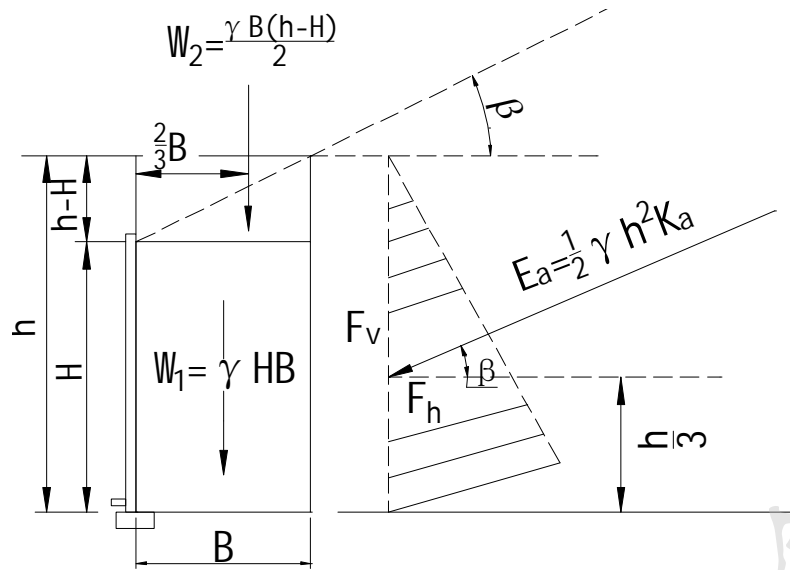


图 9.2.4 墙背垂直、填土面倾斜时的土压力计算

9.2.5 加筋土挡墙内部稳定性验算应包括筋材强度验算和抗拔稳定性验算，并按下列方法进行：

1 筋材强度验算应符合下列规定：

1) 每层筋材均应进行强度验算。第 i 层单位墙长筋材承受的水平拉力 T_i 应按下列公式计算：

$$T_i = [(\sigma_{vi} + \sum \Delta \sigma_{vi}) K_i + \Delta \sigma_{hi}] s_{vi} / A_r \quad (9.2.5-1)$$

式中： σ_{vi} ——验算层筋材所受土的垂直自重压力 (kPa)；

$\sum \sigma_{vi}$ ——超载引起的垂直附加压力 (kPa)；

$\Delta \sigma_{hi}$ ——水平附加荷载 (kN/m²)；

A_r ——筋材面积覆盖率。 $A_r = 1/s_{hi}$ ，筋材满铺时取 1；

s_{hi} ——筋材水平间距 (m)；

s_{vi} ——筋材垂直间距 (m)；

K_i ——土压力系数。

2) 土压力系数 K_i 应按下列公式计算：

对于柔性筋材 [图 9.2.4-1 (a)]：

$$K_i = K_a \quad (9.2.5-2)$$

对于刚性筋材 [图 9.2.4-1 (b)]：

$$K_i = K_0 - [(K_0 - K_a) z_i] / 6 \quad 0 < z \leq 6m$$

$$K_i = K_a \quad z > 6m \quad (9.2.5-3)$$

式中： K_a ——主动土压力系数；
 K_0 ——静止土压力系数。

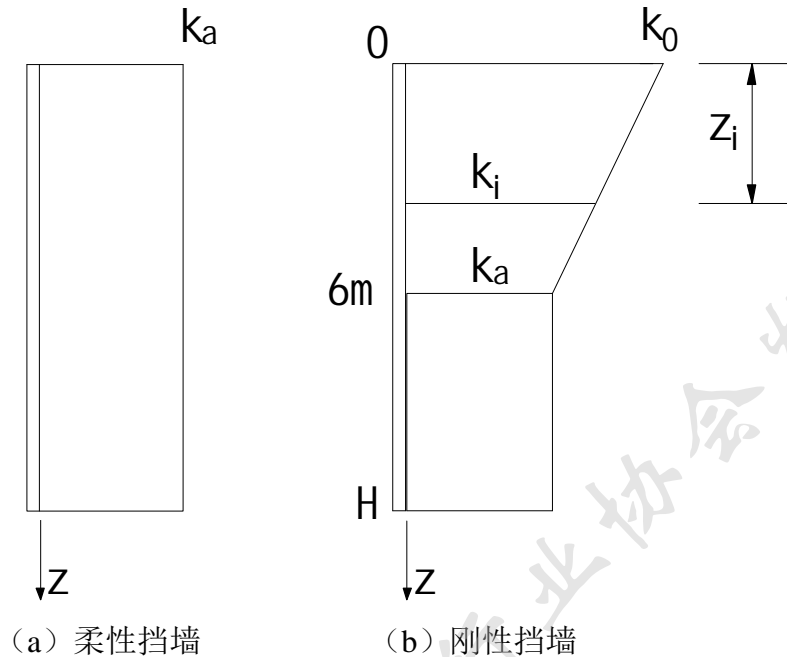


图 9.2.5-1 挡墙土压力系数

3) T_i 应满足下式要求：

$$T_a/T_i \geq 1 \quad (9.2.5-4)$$

式中： T_a ——筋材的允许抗拉强度。

4) 当 T_a/T_i 值小于 1 时，应调整筋材间距，或改用具有更高抗拉强度的筋材。

2 筋材抗拔稳定性验算应符合下列规定：

1) 第 i 层筋材的抗拔力 T_{pi} 应根据填土破裂面以外筋材的有效长度 L_{ei} 与周围土体产生的摩擦力（图 9.2.5-2）按下式计算：

$$T_{pi} = 2 \sigma_{vi} B L_{ei} f \quad (9.2.5-5)$$

式中： f ——筋材与土的摩擦系数，应由试验测定；

L_{ei} ——筋材有效长度（m），即破裂面以外的筋材长度，该长度最小不得小于 1m；

B ——筋材宽度（m）；筋材满堂铺时， $B=1$ 。

2) 筋材抗拔稳定性安全系数应按下式确定：

$$F_s = T_{pi}/T_i \quad (9.2.5-6)$$

3) 安全系数不应小于 1.5。当不能满足时，应加长筋材或增加筋材用量，重新进行验算。

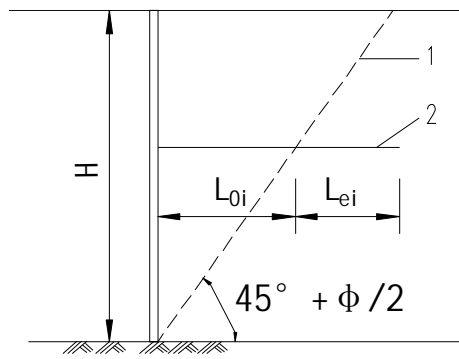


图 10.2.5-2 筋材长度

1—破裂面；2—第 i 层筋材

9.2.6 第 i 层筋材总长度 L_i 应按下式计算：

$$L_i = L_{0i} + L_{ei} + L_{wi} \quad (9.2.6)$$

式中： L_{0i} ——第 i 层筋材破裂面以内长度（m）；

L_{ei} ——筋材有效长度（m），即破裂面以外的筋材长度，该长度最小不得小于 1m；

L_{wi} ——第 i 层筋外端部包裹土体所需长度，该长度不得小于 1.2m；或筋材与墙面连接所需长度（m）。

9.2.7 加筋土挡墙填料的物理力学指标应根据试验确定。当缺少试验数据时，可按表 7.3.8 选用。

9.3 构造要求

9.3.1 在满足抗拔稳定的前提下，采用的拉筋长度应符合下列规定：

1 土工格栅的拉筋长度不应小于 0.6 倍墙高，且不应小于 4.0m。

2 采用预制钢筋混凝土筋带时，每节长度不宜大于 2.0m，拉筋长度不应小于 0.8 倍墙高，且不应小于 5.0m。

3 墙高大于 3.0m 时，拉筋最小长度宜大于 0.8 倍墙高，且不小于 5m；当采用不等长的拉筋时，同等长度拉筋的墙段高度，应大于 3.0m；相邻不等长拉筋的长度差不宜小于 1.0m。

4 墙高小于 3.0m 时，拉筋长度不应小于 4.0m，且应采用等长拉筋。

5 双面加筋土挡墙的筋带相互插入时，应错开铺设，避免重叠。

6 筋带与面板的连接必需坚固可靠，应与筋带有相同的耐腐蚀性能。

9.3.2 对包裹式加筋土挡墙拉筋应采用统一的水平回折包裹长度，其长度应大于计算值，且不应小于 2.0m。加筋土体最上部 1、2 层拉筋的回折长度应适当加长。

9.3.3 加筋土挡墙墙面在平面上宜为直线、折线，相邻墙面间的内夹角不宜小于 70°。当一个节点有两条以上筋带时，应呈扇面分开，在剖面上可呈矩形或下短上长分布。

9.3.4 加筋体面板基础埋置深度从护脚顶面算起，土质地基不应小于 0.60m。斜坡上的加筋体应设宽度不小于 1m 的护脚。对非浸水加筋土挡墙，当基础埋深小于 1.25m 时，宜在墙面地表处设置宽度为 1.0m，厚度大于 0.25m 的混凝土预制块或浆砌片石防护层，其表面宜做成向外倾斜 3%~5% 的排水横坡。

9.3.5 加筋土挡墙的钢筋混凝土面板宜采用预制件，其强度等级不宜低于 C25，厚度不应小于 80mm。

9.3.6 多级加筋土挡墙的平台顶部应设不小于 2% 的排水横坡，并用厚度不小于 0.15m 的 C20 混凝土板防护；当采用细粒填料时，上级墙的面板基础下应设置宽度不小于 1.0m，厚度不小于 0.50m 的砂砾或灰土垫层（见图 9.3.6）。

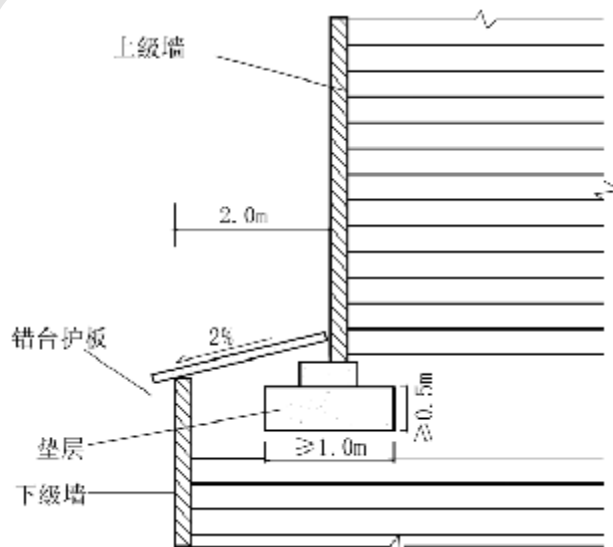


图 9.3.6 多级加筋土挡土墙中平台与垫层横断面图

9.3.7 加筋土挡墙的填料应采用砂类土（粉砂除外）、砾石类土、碎石类土、粉土、或粉质黏土等，不得采用块石类土、膨胀土、有机质土、生活垃圾杂填土等。

9.3.8 对可能危害加筋土工程的地表水和地下水，应采取适当的排水或防水措施。季节性冰冻地区的加筋体应采取防冻胀措施。当加筋土挡墙顶面有渗水可能时，应采取防渗及其他封闭措施，并在加筋体内部设置排水通道，并应符合下列规定：

1 外部排水可在墙顶地面做防水层（如不透水夯实黏土层或混凝土面板等），向墙外方向设散水坡和纵向排水沟，将集水远导。

2 墙内排水可根据具体条件选用合理的结构型式，但各种排水措施均应通过墙面的排水管将水导出墙外。

3 挡墙建在丰水山坡坡趾或塌方处时，应向坡内设置仰斜排水管。

9.4 施工

9.4.1 加筋土挡墙施工包括基础处理、填料施工、筋带施工、面板施工等。

9.4.2 当需要进行基础处理时应按照本标准相关标准进行，挡土板施工宜在场地地基处理后进行。

9.4.3 墙后填料可选择黏性土、粉土、砂土、碎石土，也可选用细粒土。填料宜按照设计竖向间距分层敷设并及时压实，分层厚度不宜大于 300mm。

9.4.4 面板安装时应设有标尺和基准，确保顺直、平整。

9.4.5 筋带穿越面板预留孔后，宜敷设在压实平整的填料上，筋带不得卷曲或折曲，重型设备不得直接碾压筋带，并保持与面板的安全距离。压实时宜从筋带中部开始向两侧碾压。

9.4.6 当填料为非砂砾石填料或不透水填料时，加筋体基础及加筋体中应根据情况设置排水设施，如泄水孔、盲沟、滤水排水管等，使其排水畅通。

9.4.7 基础处理、填料施工、筋带施工、面板施工的验收应按照相关标准执行。

河南省工程勘察设计行业协会发布

10 锚定板挡墙

10.1 一般规定

10.1.1 锚定板挡墙包括挡土板或墙面板、锚定板、拉杆、肋柱、基础、填土组成，横断面见图10.1.1。当进行填方工程需保持外墙面稳定时可采用锚定板挡墙。

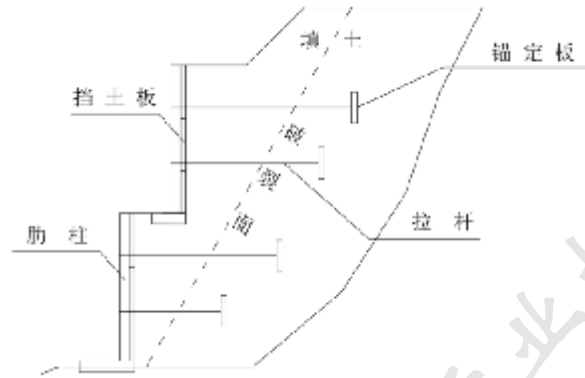


图10.1.1 锚定板挡土墙横断面图

10.1.2 锚定板挡墙可采用肋柱式或板壁式，墙高不宜超过 10m。

10.1.3 锚定板挡墙可采用单级墙或双级墙，单级墙高不宜大于 6m，双级墙高不宜大于 10m，上、下级墙体之间应设置宽度不小于 2m 的平台。上下两级墙的肋柱宜交错布置。

10.1.4 锚定板挡墙不应建筑于滑坡、崩塌、泥石流发育地段。

10.1.5 锚定板挡墙的设计应进行内部稳定性计算和外部稳定性计算。外部稳定性验算应符合本标准第 4.5 节的规定。建于软土、特殊土地基上的锚定板挡墙应进行地基处理。地基下可能存在深层滑动时，应对锚定板挡墙地基进行整体稳定性验算。

10.2 设计计算

10.2.1 进行锚定板挡墙初步设计时应根据填方边坡高度、构造要求并结合当地设计经验初步选择设计参数进行设计计算。

10.2.2 作用于锚定板挡墙挡土板或墙面板上的恒载土压力按图 10.2.2 分布，其水平土压力按公式 (10.2.2) 计算。

$$e_{ah} = \frac{1.33E_{ah}}{H} \beta \quad (10.2.2)$$

- 式中： e_{ah} ——恒载作用下墙底的水平土压应力（kPa）；
 E_{ah} ——按库伦理论计算的单位墙长上墙后主动土压力的水平分力（kPa）；
 H ——墙高，当为两级墙时，为上、下级墙高之和（m）；
 β ——土压力增大系数，采用 1.2~1.4。

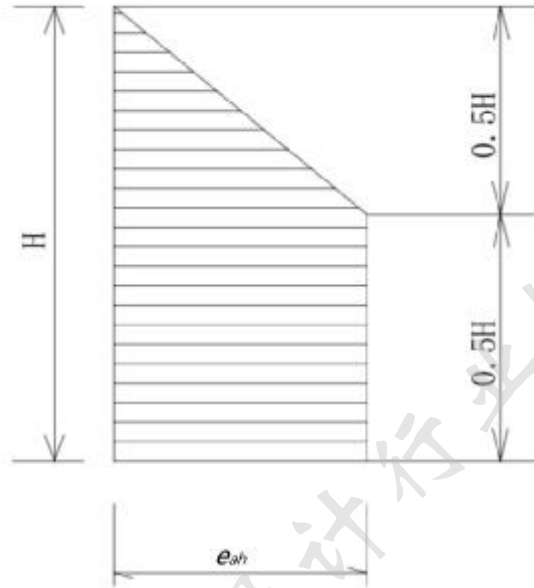


图 10.2.2 恒载土压力分布图

10.2.3 锚定板挡墙整体滑动稳定性验算可采用“折线滑动面法”计算，滑动稳定系数不应小于 1.8。稳定计算时，应按墙顶有、无附加荷载，土压力计入或不计入增大系数的最不利组合，作为计算采用值。

10.2.4 肋柱设计应符合下列规定：

1 作用于肋柱上的作用(或荷载)，应取两侧挡土板跨中至跨中长度上的荷载。

2 肋柱承受由挡土板传递的土压力，根据肋柱上拉杆的层数及肋柱与肋柱基础的连接方式，按简支梁或连续梁计算。

3 未计锈蚀留量的单根钢拉杆计算直径按式（10.2.4）计算。

$$d \geq 20 \sqrt{\frac{10\gamma_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot N_p}{\pi f_k}} \quad (10.2.4)$$

式中： d ——单根钢拉杆的直径（mm）；

N_p ——拉杆的轴向拉力 (kPa)；

f_k ——钢筋的强度设计值 (MPa)；

γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为一级的边坡不应低于 1.1，二、三级边坡不应低于 1.0；

γ_{Q1} ——主动土压力荷载分项系数，可取 1.4。

10.2.5 锚定板面积应根据拉杆设计拉力及锚定板容许抗拔力，按式 (10.2.5) 计算：

$$A = \frac{N_p}{[p]} \quad (10.2.5)$$

式中： A ——锚定板的设计面积 (m^2)；

$[p]$ ——锚定板单位面积的容许抗拔力 (kPa)；应根据现场拉拔试验确定，当无条件进行现场拉拔试验时，可根据工点具体条件，参照经验数据确定；

其余符号意义同前。

10.2.6 挡土板按两端支承在肋柱上的简支板计算，其跨度为挡土板两端支座中心的距离，荷载取挡土板位置上最大土压力为均布荷载；墙面板按支承在拉杆上的受弯构件计算，如一块墙面板上连接一根拉杆时可按单支点双向悬臂板计算及配置钢筋。

10.3 构造要求

10.3.1 肋柱、挡土板、墙面板、锚定板、肋柱分离式垫块基础及肋柱杯座式基础、板壁式锚定板挡墙帽石的混凝土强度等级不应低于 C25。肋柱条形基础的混凝土强度等级不应低于 C25。

10.3.2 肋柱式锚定板挡墙的肋柱间距，宜为 1.5~2.5m，每级肋柱高度宜设置 3~5m。肋柱应采用垂直或向填土侧后仰布置，仰斜度宜为 1: 0.05，严禁肋柱前倾布置。肋柱须预留圆形或椭圆形拉杆孔道，孔道直径或短轴长度应大于拉杆直径。

10.3.3 肋柱下端应设置混凝土条形基础、分离式垫块基础或杯座式基础，基础厚度不宜小于 0.5m，襟边宽度不宜小于 0.1m。肋柱受力

方向的前后侧面内应配置通长受力钢筋，钢筋直径不应小于12mm。

10.3.4 多级肋柱式锚定板挡墙的平台，宜用厚度不小于0.15m的C25混凝土封闭，并设置向墙外倾斜2%的横坡度。采用细粒土作填料时，顶面宜设置封闭层。

10.3.5 壁式挡土墙的每块墙面板，板厚不宜小于0.3m。至少连接一根拉杆，拉杆直径宜为22~32mm。

10.3.6 锚定板宜采用钢筋混凝土板，肋柱式锚定板面积不应小于0.5m²，无肋柱式锚定板面积不应小于0.2m²。锚定板需双向配筋。

10.3.7 拉杆、拉杆与肋柱及拉杆与锚定板连处，必须做好防锈处理。

10.3.8 拉杆设计要求：

1 最上一排拉杆至填料顶面的距离不得小于1m。当锚定板埋置深度不足时，可采用向下倾斜的拉杆，其水平倾角 β 宜为10°~15°。

2 拉杆长度应满足挡土墙整体滑动稳定性的要求，最下一层拉杆在主动土压力计算破裂面之后的长度，不得小于锚定板高度的3.5倍；最上一层拉杆长度不应小于5m。

10.4 施工

10.4.1 锚定板挡墙包括测量放线、基础、立柱、挡土板、拉杆、锚定板及填料填筑、工序检查验收、调试等组成。

10.4.2 当需要进行基础处理时应按照本标准相关标准进行，各工序的施工宜在地基处理后进行。

10.4.3 肋柱应设置拉杆穿过的孔道，并将孔道做成椭圆孔或圆孔，其直径大于拉杆直径，空隙用砂浆填塞。安装时严禁前倾，应适当后仰，其仰斜度宜为肋柱长度的5%。

10.4.4 墙后填料采用透水性的砂类土(粉砂除外)、砾石类土、碎石类土等。填料施工时应由下至上分层压实填筑，压实度 ≥ 0.94 ，直至全部拉杆安装完成。

10.4.5 挡土板应与肋柱密贴，为保证受力均匀，可在搭接处抹一些水泥砂浆。

10.4.6 拉杆安装应保证正确、顺直，并与肋柱、锚定板连接牢固。拉杆与肋柱连接采用垫板上套双螺帽拧紧。拉杆安装完毕，拉杆沟槽可以灰土回填并夯平。

10.4.7 锚定板与拉杆可用螺栓连接，连接的角度应满足设计要求。锚定板槽内混凝土灌注应密实。

10.4.8 对基础、肋柱、挡土板、拉杆、锚定板及填料填筑等整个工序的检验验收应按照国家规范规程及相关标准进行。

河南省工程勘察设计行业协会发布

11 土钉墙与复合土钉墙

11.1 一般规定

11.1.1 土钉墙、预应力锚杆复合土钉墙适用于一般地区和地震地区土质及破碎软弱岩质边坡地段，在腐蚀性地层、膨胀土地段、松散的土质边坡及地下水较发育地段，不宜采用土钉墙、预应力锚杆复合土钉墙。土钉墙与复合土钉墙结构形式如图 11.1.1 所示。

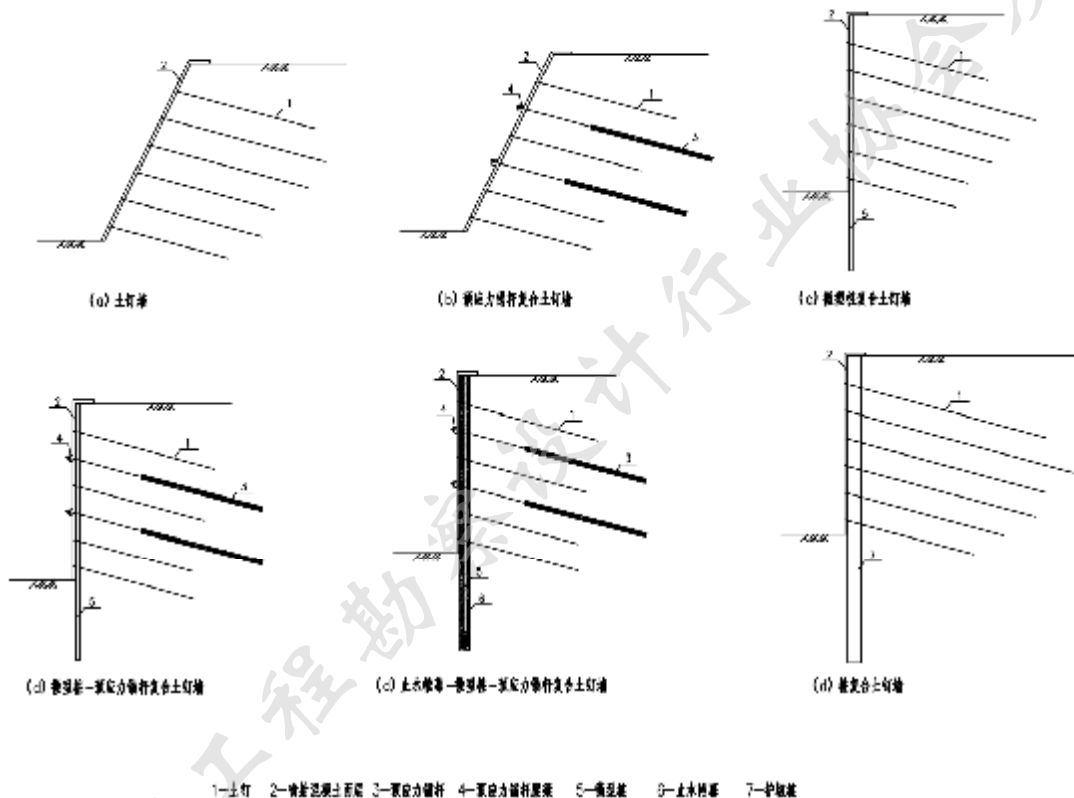


图 11.1.1 土钉墙结构形式

11.1.2 边坡较高或顺层岩质边坡应采用预应力锚杆复合土钉墙或与其它措施联合使用。分级支护土钉墙或复合土钉墙，每级高度不宜大于 10m，平台宽度不宜小于 2.0m。

11.1.3 土钉与锚杆的承载力检验应采用现场抗拔试验，试验方法应符合本标准附录 E 和附录 F 的相关标准。

11.1.4 耐久性设计适用于永久性工程，对于临时边坡工程可不考虑。

11.2 设计计算

11.2.1 进行土钉墙及预应力锚杆复合土钉墙初步设计时应根据边坡特点及构造要求结合已有设计经验，初步选定土钉、锚杆的布局、长度、间距、倾角等设计参数进行设计计算。

11.2.2 土钉墙及预应力锚杆复合土钉墙的设计内容应符合下列规定：

1 土钉墙及预应力锚杆复合土钉墙的内部稳定性、整体稳定性分析和抗滑稳定性分析。

2 土钉墙基底承载力验算、沉降估算，当不满足要求时应采用其他支护形式或地基处理措施。

3 土钉及锚杆抗拔承载力验算和筋体材料抗拉承载力验算。

4 面层混凝土配筋设计及构造设计。

5 对需控制边坡周边环境位移的工程尚应进行支护变形估算，变形估算可采用增量法或已有工程经验类比确定。

11.2.3 土钉墙应进行外部稳定性和内部稳定性验算。外部稳定性验算包括抗倾覆、抗水平滑动、外部整体稳定性及基底承载力验算。内部稳定性验算应包括土钉的抗拉、抗拔和内部整体稳定性验算。

11.2.4 作用于土钉墙墙面板的土压力分布如图 11.2.4 所示，土压力分别按式 (11.2.4-1) 和式 (11.2.4-2) 计算。

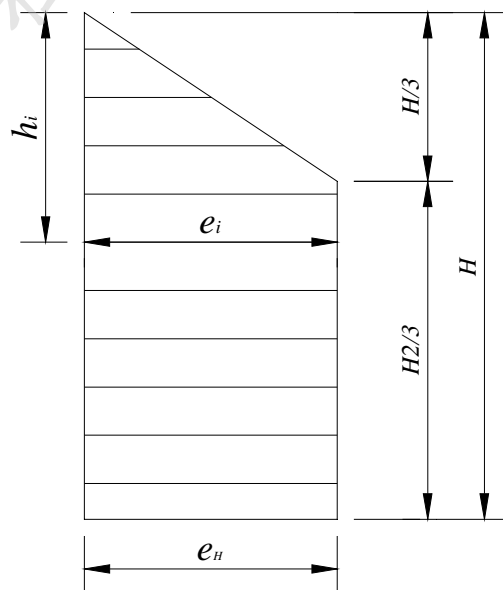


图 11.2.4 土钉墙墙背土压力分布图

当 $h_i \leq \frac{1}{3}H$ 时

$$e_i = 2K_x g h_i \quad (11.2.4-1)$$

当 $h_i \geq \frac{1}{3}H$ 时

$$e_i = \frac{2}{3} K_x g H \quad (11.2.4-2)$$

式中： e_i ——水平土压力(kPa)；

K_x ——水平主动土压力系数， $K_x = K_a \cos(d-a)$ ，其中 K_a 为主动土压力系数， d 为墙背摩擦角 ($^\circ$)， a 为墙背与竖直面间的夹角 ($^\circ$)；

g ——边坡岩土体重度 (kN/m^3)；

H ——土钉墙墙高 (m)；

h_i ——墙顶距第 i 层土钉的竖直距离 (m)。

11.2.5 土钉的拉力应按式 (11.2.5) 计算。

$$N_{k,i} = e_i S_x S_y / \cos \beta \quad (11.2.5)$$

式中： $N_{k,i}$ ——第 i 层土钉的计算拉力 (kPa)；

S_x 、 S_y ——土钉之间水平和垂直间距 (m)；

β ——土钉与水平面的夹角 ($^\circ$)。

11.2.6 土钉墙潜在破裂面可采用简化滑面 (图 11.2.6 所示) 或圆弧滑面。当采用简化滑面时，潜在破裂面距墙面的距离可按式 (11.2.6-1) 和式 (11.2.6-2) 计算。

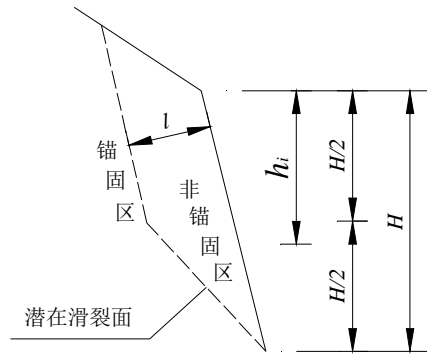


图 11.2.6 土钉锚固区与非锚固区分界面

$$h_i \leq H/2: l = (0.3 \sim 0.35) \times H \quad (11.2.6-1)$$

$$h_i > H/2: l = (0.6 \sim 0.7) \times (H - h_i) \quad (11.2.6-2)$$

式中： l ——潜在破裂面距墙面的距离（m），当坡体渗水较严重、岩体风化破碎严重或节理发育时，取大值。

11.2.7 土钉长度包括非锚固长度和有效锚固长度，非锚固长度应根据墙面与土钉潜在破裂面的实际距离确定；有效锚固长度应通过土钉墙内部稳定性验算确定。

11.2.8 土钉的抗拉和抗拔稳定性验算应符合下列规定：

1 土钉的配筋面积按式（11.2.8-1）进行验算。

$$A_s \geq \frac{K_1 N_{k,i}}{f_y} \quad (11.2.8-1)$$

式中： A_s ——土钉钢筋截面面积（ mm^2 ）；

K_1 ——土钉抗拉作用安全系数，对永久边坡安全等级为二级时取 2.0，安全等级为三级时取 1.8；

$N_{k,i}$ ——第 i 层土钉拉力值（kPa）；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值（MPa）。

2 土钉的抗拔稳定性应符合下列规定：

1) 应根据锚固体与孔壁的抗剪强度按式（11.2.8-2）进行锚固段长度验算。

$$l_{ei} \geq \frac{K_2 N_{k,i}}{pdf_{rb}} \quad (11.2.8-2)$$

式中： l_{ei} ——第 i 根土钉有效锚固长度（m）；

K_2 ——土钉抗拔作用安全系数，对永久边坡安全等级为二级时取 2.4，安全等级为三级时取 2.2；

D ——钻孔直径（m）；

f_{tb} ——锚孔壁与注浆体之间粘结强度设计值（kPa），设计值可按标准值的 0.8 倍采用；标准值可按本标准表第 12 章相关标准执行。

2) 应根据水泥砂浆与锚固筋材黏结强度按式（11.2.8-3）进行锚固段长度验算。

$$l_{ei} \geq \frac{K_2 N_{k,i}}{pdf_{rb}} \quad (11.2.8-3)$$

式中： d ——钉材直径（m）；

f_b ——钉材与砂浆间的黏结强度设计值（kPa），可按本标准表第 12 章相关标准执行。

11.2.9 土钉墙整体稳定验算应符合式（11.2.9）的规定。

$$\frac{\sum_{i=1}^m c_i L_i S_x + \sum_{i=1}^m W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i S_x + \sum_{j=1}^n P_j (\cos \beta_j + \sin \beta_j \tan \varphi_j)}{\sum_{i=1}^m W_i \sin \alpha_i S_x} \geq K \quad (11.2.9)$$

式中： K ——安全系数，施工阶段 $K=1.25$ ，使用阶段 $K=1.30$ ；

m ——破裂体条（块）数；

W_i ——破裂体第 i 分条（块）的重量（kN/m）；

α_i ——破裂面切线与水平面夹角（°）；

S_x ——土钉水平间距（m）；

c_i ——岩土的内聚力（kPa）；

L_i ——分条（块） i 的潜在破裂面长度（m）；

φ_i ——岩土的内摩擦角（°）；

n ——实设土钉排数；

P_j ——第 j 层土钉的抗拔能力（kPa）；

β_j ——土钉轴线与破裂面的夹角（°）。

11.2.10 进行土钉墙整体稳定性验算时，可将土钉及其加固体视为重力式挡土墙，抗滑移、抗倾覆验算应符合本标准第 7.2.3 条~第 7.2.4 条的规定。对于土质边坡、碎石土软岩边坡，应按式 11.2.9 进行整体稳定性验算，最危险圆弧应通过土钉墙墙底，稳定系数当安全等级为二级时取 1.3，当安全等级为三级时取 1.25。不满足验算要求时，应加长土钉或锚杆长度。

11.2.11 喷射混凝土面层设计

1 在土体自重及地表均布荷载 q 的作用下，喷射混凝土面层所受的侧向土压力 P_0 可按下式估算：

$$P_0 = e_1 + e_2 \quad (11.2.11-1)$$

$$P_0 = 0.7 \left(0.5 + \frac{s-0.5}{5} \right) e_1 \leq 0.7e_1 \quad (11.2.11-2)$$

式中： s ——土钉水平间距和垂直间距中的较大值（m）；

e_1 ——土钉长度中点处深度位置上由支护土体自重引起的侧压力（kPa），按本标准 12.2.4 确定；

e_q ——地表均布荷载 q 引起的侧压力（kPa）， $e_q = K_a q$ 。

当有地下水及其他荷载时，尚应计入这些荷载在混凝土面层上产生的侧压力。

2 喷射混凝土面层按 GB50010 进行设计，面层土压力的计算值取荷载分项系数为 1.3。根据支护工程的重要性，当环境安全有严格要求时，另取结构重要性系数为 1.1~1.2。

3 喷射混凝土面层可按以土钉为点支撑的连续板进行强度验算，所用于面层的侧向土压力在同一间距内按均布考虑，其反力为土钉的端部拉力。验算的内容包括在板跨中和支座界面的抗弯强度，以及板在支座界面的抗冲切强度等。

4 土钉与喷射混凝土面层的连接，应能承受土钉端部拉力的作用。当用螺纹、螺母和垫板与面层连接时，垫板边长及厚度应通过计算确定。当用焊接方法通过不同的部件与面层连接时，应对焊接强度进行验算。此外，面层的连接处尚应验算混凝土局部承压作用。

11.3 耐久性设计

11.3.1 应根据工程服务年限和重要性程度、地层及地下水的腐蚀特性，采取不同的防腐措施。

11.3.2 土层和地下水对土钉体及注浆浆体腐蚀等级在中等以上环境中的永久性土钉，需将土钉孔直径加大，使土钉钢筋保护层厚度不小于40mm。

11.3.3 外加剂中，氯化物、硫酸盐和硝酸盐总含量不超过0.1%；硅酸盐水泥的氯离子含量应小于水泥质量的0.4%。

11.3.4 土钉设置在中等及以上腐蚀性地层中时，应减小水灰比至0.35，加大注浆压力至1.0MPa以上。

11.3.5 防腐措施要求如下：

1 一般要求

1) 土钉各部位的防腐等级应相互匹配，防腐系统有效使用年限不应小于土钉的服务年限。

2) 防腐系统应具有足够的化学稳定性，且不能与土钉和环境发生化学反应。

3) 防腐系统材料应有足够的厚度、强度、抗渗性和韧性，应确保土钉在制作、运输、安装过程中不破坏。

4) 防腐系统应在保证其有效性的同时，不影响系统的工作性能。

2 土钉的防腐措施

1) 永久性土钉头应置于面层一定深度处（即钉头保护层厚度不宜小于30mm）。

2) 对中支架不宜采用金属材料制作，宜采用塑料类制品制作。

3) 在腐蚀性等级为微、弱腐蚀性地层中永久性土钉可采用扩大土钉墙材料截面面积来代替土钉防腐层的措施。

4) 在土体腐蚀性中等以下的永久性工程中，通常考虑结构使用寿命期间预期可能出现的腐蚀损害确定钢材厚度。

5) 对于没有腐蚀性的地层，可采用环氧涂层措施加以防护，涂层厚度不宜小于0.3mm。

6) 对腐蚀性中等及以上的地层, 应采用波纹管防护措施。波纹管与孔壁间水泥砂浆保护层厚度不应小于 30mm。

7) 速凝剂的使用应与所使用的水泥相容, 对土钉体无腐蚀性, 并使浆体不产生开裂或过多收缩。

11.4 构造要求

11.4.1 土钉墙面层有钢筋网、喷射混凝土或模筑混凝土组成, 土钉应和面层有效连接, 土钉外端与钢垫板或加强钢筋应通过螺丝端杆锚具或焊接进行连接。

11.4.2 土钉墙设计与施工应遵循“强腰固脚”的原则, 坡脚底部应设置压脚墙。边坡中部的土钉宜加密、加长, 坡脚用混凝土脚墙加固并与土钉墙连成一个整体。

11.4.3 土钉墙的构造应符合下列规定:

1 土钉锚固体直径宜为 100mm~120mm。

2 土钉墙侧壁坡比宜小于 1:0.2, 土钉水平方向倾角宜为 10° ~ 15° 。

3 土钉筋体宜选用 HRB400、HRB500 钢筋, 土钉直径为 20mm~32mm。

4 土钉长度 L 应由计算确定, L 与开挖深度 h 之比宜为 0.6~1.5, 边坡上部和下部土钉稍短, 中部土钉较长, 并宜为坡高的 1.2 倍及以上。

5 土钉水平间距可取 1.5m~2.0m, 垂直间距应根据土层条件和计算确定, 宜为 1.5m~2.0m, 土层中宜取小值。

6 沿土钉全长应设置定位支架, 间距宜取 1.5m~2.5m, 土钉钢筋保护层厚度不宜小于 20mm。

7 喷射混凝土面层的厚度宜为 150mm, 模筑混凝土面层厚度不宜小于 250mm。钢筋网直径应按计算确定, 宜为 6mm~8mm, 网筋间距 150mm~250mm, 当面层厚度大于 120mm 时, 宜设置二层钢筋网, 钢筋网外应设置加强筋, 加强筋直径不应小于土钉筋体直径的 1/2。临时支护喷射混凝土强度等级不宜低于 C20; 永久支护喷射混凝土强度等级不应低于 C25。

8 腐蚀环境下可采用钢筋表面环氧涂层等措施。

9 成孔困难易塌孔时，土钉可采用自钻式锚杆。

11.4.4 预应力锚杆的构造应符合下列要求：

1 预应力锚杆钻孔直径宜为 100mm~150mm，与水平面夹角宜为 10° ~ 25° ；钻孔注浆预应力锚杆沿长度方向每隔 1m~2m 设一组定位支架。

2 锚杆筋体可采用钢绞线、HRB400 或 HRB500 钢筋、精轧螺纹钢及无缝钢管；注浆水泥用量设计应根据锚杆孔径、长度计算确定，且不应小于锚固体重量的 1.3 倍。

3 预应力锚杆水平间距不宜小于 2.0m，垂直间距不宜小于 2.5m，锚固段上覆土层厚度不宜小于 4.0m。

4 锚杆杆体外露长度应满足锚杆张拉锁定的需要；锚具型号及尺寸、垫板截面刚度应能满足预应力值稳定的要求。

5 锚杆、锚头应采取防腐蚀处理。

11.4.5 土钉墙分层开挖高度宜根据边坡岩、土质条件结合土钉竖向间距确定，先挖后支，注浆体强度满足设计要求后才能进行下层开挖。

11.4.6 土钉及预应力锚杆注浆应符合下列规定：

1 宜选用水泥浆或水泥砂浆，其强度不宜低于 20MPa；水泥浆的水灰比宜为 0.50~0.55，水泥砂浆的水灰比宜为 0.40~0.45，灰砂比宜为 1:0.5~1:1。

2 水泥浆、水泥砂浆应拌合均匀，随拌随用，一次拌合的水泥浆、水泥砂浆应在初凝前用完。

3 注浆作业应符合下列要求：

1) 注浆前应将孔内残留或松动的杂土清理干净；注浆开始或中途停止超过 30min 时，应采用水或稀水泥浆润滑等措施保证注浆泵及其管路畅通。

2) 注浆应采用底部注浆法，注浆管应插至距孔底 200mm~250mm 处，孔口部位宜设置止浆塞及排气管，注浆压力宜为 0.2MPa，注浆完成后应维持注浆压力 1min~2min。

11.4.7 墙面应设置仰斜排水孔，排水孔宜仰斜 $5^{\circ}\sim 10^{\circ}$ ，排水孔长度应略大于土钉长度，孔内应设置带反滤包的透水管。

11.5 施工

11.5.1 土钉墙及预应力锚杆复合土钉墙施工可按下列顺序进行：

1 按设计要求开挖工作面，修整边坡，埋设喷射混凝土厚度控制标志。

2 喷射底层混凝土。

3 钻孔安设土钉、注浆、安设连接件。

4 绑扎钢筋网、加强筋，分层喷射混凝土。

5 设置坡顶、坡面和坡脚的排水系统。

11.5.2 土钉墙及预应力锚杆复合土钉墙开挖施工应符合下列规定：

1 开挖和土钉施工应按设计要求自上而下、分层分段进行。分层开挖深度除满足设计的土钉竖向排距要求外，对土层应以自稳高度为宜；开挖段长宜为 $15\text{m}\sim 25\text{m}$ ，预留土墩长宽尺寸不应小于 5m 。

2 机械开挖时不得碰撞支护结构；机械开挖后，应辅以人工修整坡面；坡面喷射混凝土支护前，应清除坡面虚土。

3 对挖方边坡应在 24h 内完成土钉及喷射混凝土施工，对自稳性差的砂性土、碎石土等，应在开挖后立即进行底层喷射混凝土施工。

4 上层土钉注浆体及喷射混凝土面层达到设计强度的 70% 或在其龄期达到 72h 后方可开挖下层土方。

5 开挖后发现土层与设计条件不符时，应停止开挖，反馈设计。

11.5.3 预应力锚杆施工应符合下列要求：

1 应优先采用长螺旋钻机、洛阳铲成孔或回转钻进工艺。

2 对易塌孔的土层及水下施工，宜采用跟管钻进工艺或泥浆护壁工艺。

3 对地下水位以上含大块卵石等较坚硬土层及风化岩地层，宜采用气动潜孔锤或气动冲击回转钻进工艺。

4 先张拉后注浆锚固的全粘结预应力锚杆施工时，可在张拉后对自由段进行套管内注浆，其注浆管应与锚杆杆体一起置入套管内。

5 锚杆张拉时应先进行超张拉再锁定，超张拉最大荷载不应大于锚杆承载力设计值的 1.1 倍且不宜大于杆体抗拉强度标准值的 60%；锚杆拉力锁定值宜为锚杆承载力设计值的 0.4~0.6 倍，锁定后应根据压力计监测结果和设计要求进行补张拉。

11.5.4 喷射混凝土作业应符合下列规定：

1 喷射作业应分段进行，同一分段内喷射顺序应自下而上，一次喷射厚度不宜大于 40mm。

2 喷射混凝土时，喷头与受喷面应保持垂直，距离宜为 0.6m~1.0m。

3 喷射混凝土终凝 2h 后，应喷水养护，冬季施工应采用覆盖措施养护，养护时间应根据气温确定，宜为 3d~7d。

4 喷射混凝土面层中的钢筋网铺设应满足下列要求：

1) 当土钉墙采用单层网片时，网片应居中设置；当采用双层网片时应按设计要求保证钢筋保护层厚度。

2) 钢筋网应在喷射一层混凝土后铺设，钢筋网与土钉应连接牢固。

3) 采用双层钢筋网时，第二层钢筋网应在第一层钢筋网被混凝土覆盖后铺设。

12 锚杆（索）

12.1 一般规定

12.1.1 当边坡工程采用锚固方案或包含有锚固措施时，应充分考虑锚杆的特性、锚杆与被锚固结构体系的稳定性、经济性以及施工可行性进行锚杆（索）设计。

12.1.2 锚杆（索）主要分为拉力型、压力型、荷载拉力分散型和荷载压力分散型，适用于各类边坡工程和岩质基坑工程。

12.1.3 锚杆（索）选型和长度设计应根据边坡类型与高度、锚固段岩土层的工程特性、锚杆（索）承载力要求结合已有设计经验综合考虑，具体可按本标准附录 F 选择。

12.1.4 锚杆设计使用年限应与所服务的边坡工程设计使用年限相同，其防腐等级应达到相应的要求。

12.1.5 锚杆的锚固段不应设置在未经处理的下列岩土层中：

- 1 软土。
- 2 液限 w_L 大于 50% 的土层。
- 3 松散的砂土、填土。

12.1.6 下列情况宜采用预应力锚杆：

- 1 边坡变形控制要求严格时。
- 2 边坡在施工期稳定性很差时。
- 3 高度较大的土质边坡。
- 4 高度较大且存在外倾软弱结构面的岩质边坡；

12.1.7 下列情况的锚杆（索）应进行基本试验，并应符合本标准附录 F 的规定：

- 1 采用新工艺、新材料或新技术的锚杆（索）。
- 2 无锚固工程经验的岩土层内的锚杆（索）。
- 3 一级边坡工程的锚杆（索）。

12.1.8 腐蚀性环境中永久性锚杆应采用Ⅰ级防腐保护构造设计；非腐蚀性环境中永久性锚杆及腐蚀性环境中临时性锚杆永久性锚杆应采用Ⅱ级防腐保护构造设计。

12.2 设计计算

12.2.1 锚杆（索）轴向拉力标准值应按下列公式计算：

$$N_{ak} = \frac{H_{tk}}{\cos \alpha} \quad (12.2.1)$$

式中： N_{ak} ——相应于作用的标准组合时锚杆轴向拉力标准值(kN)；

H_{tk} ——锚杆水平拉力标准值(kN)；

α ——锚杆倾角(°)。

12.2.2 锚杆（索）钢筋截面面积应满足下列公式的要求：

普通钢筋锚杆：

$$A_s \geq \frac{K_b N_{ak}}{f_y} \quad (12.2.2-1)$$

预应力锚索锚杆：

$$A_s \geq \frac{K_b N_{ak}}{f_{py}} \quad (12.2.2-2)$$

式中： A_s ——锚杆钢筋或预应力锚索截面面积(m²)；具体锚杆（索）材料的物理、力学参数见附录F。

f_y ， f_{py} ——普通钢筋或预应力钢绞线抗拉强度设计值(kPa)；

K_b ——锚杆杆体抗拉安全系数，应按表12.2.2取值。

表 12.2.2 锚杆杆体抗拉安全系数

边坡工程安全等级	安全系数	
	临时性锚杆	永久性锚杆
一级	1.8	2.2
二级	1.6	2.0
三级	1.4	1.8

12.2.3 由锚杆（索）锚固体与岩土层关系确定的锚固长度应满足下列公式的要求：

$$l_a \geq \frac{KN_{ak}}{\pi \cdot D \cdot f_{rbk}} \quad (12.2.3)$$

式中：K——岩土锚杆锚固体抗拔安全系数，按表 12.2.3-1 取值；

L_a ——锚杆锚固段长度（m），尚应满足本标准第 12.3.8 条的规定；

f_{rbk} ——岩土层与锚固体极限粘结强度标准值（kPa），应通过试验确定；当无试验资料时可按表 12.2.3-2 和表 12.2.3-3 取值；

D——锚杆锚固段钻孔直径（m）。

表 12.2.3-1 岩土锚杆锚固体抗拔安全系数

边坡工程安全等级	安全系数	
	临时性锚杆	永久性锚杆
一级	2.0	2.6
二级	1.8	2.4
三级	1.6	2.2

表 12.2.3-2 岩石与锚固体极限粘结强度标准值

岩石类别	f_{rbk} (kPa)
极软岩	270~360
软岩	360~760
较软岩	760~1200
较硬岩	1200~1800
坚硬岩	1800~2600

注：1 适用于注浆强度等级为 M30；

2 适用于初步设计，施工时应通过试验检验；

3 岩体结构面发育时，取表中下限值；

表 12.2.3-3 土体与锚固体极限粘结强度标准值

土层种类	土的状态	f_{rbk} (kPa)
黏性土	坚硬	65~100
	硬塑	50~65
	可塑	40~50
	软塑	20~40
砂土	稍密	100~140
	中密	140~200
	密实	200~280
碎石土	稍密	120~160
	中密	160~220
	密实	220~300

注：1 适用于注浆强度等级为 M30；

2 适用于初步设计，施工时应通过试验检验。

12.2.4 由锚筋与砂浆间关系确定的锚固长度应满足下式要求：

$$l_a \geq \frac{KN_{ak}}{n\pi \cdot d \cdot f_b} \quad (12.2.4)$$

式中： l_a ——锚筋与砂浆间的锚固长度(m)；

d ——锚筋直径(m)；

n ——杆体（钢筋、钢绞线）根数（根）；

f_b ——钢筋与锚固砂浆间的粘结强度设计值（MPa），应由试验确定，当缺乏试验资料时可按表 12.2.4 取值。

表 12.2.4 钢筋、钢绞线与砂浆之间的粘结强度设计值 f_b

锚杆类型	水泥浆或水泥砂浆 强度等级		
	M25	M30	M35
水泥砂浆与螺纹钢筋间的粘结强度设计值 f_b (MPa)	2.10	2.40	2.70
水泥砂浆与钢绞线、高强钢丝间的粘结强度设计值 f_b (MPa)	2.75	2.95	3.40

注：1 当采用二根钢筋点焊成束的做法时，粘结强度应乘 0.85 折减系数；

2 当采用三根钢筋点焊成束的做法时，粘结强度应乘 0.7 折减系数；

3 成束钢筋的根数不应超过三根，钢筋截面总面积不应超过锚孔面积的

20%。当锚固段钢筋和注浆材料采用特殊设计，并经试验验证锚固效果良好时，可适当增加锚筋用量。

12.2.5 永久性锚杆抗震验算时，其安全系数应按 0.8 折减。

12.3 构造要求

12.3.1 锚杆（索）原材料性能应符合国家现行标准的有关规定，并应满足设计要求，方便施工，且材料之间不应产生不良化学反应。

12.3.2 锚杆（索）杆体可使用普通钢材、精轧螺纹钢、钢绞线包括无粘结钢绞线和高强钢丝，其材料尺寸和力学性能应符合本标准附录 H 的规定。

12.3.3 灌浆材料性能应符合下列规定：

- 1 水泥宜使用普通硅酸盐水泥，必要时可采用抗硫酸盐水泥。
- 2 砂的含泥量按重量计不得大于 3%，砂中云母、有机物、硫化物和硫酸盐等有害物质的含量按重量计不得大于 1%。
- 3 水中不应含有影响水泥正常凝结和硬化的有害物质，不得使用污水；
- 4 外加剂的品种和掺量应由试验确定。
- 5 浆体配制的灰砂比宜为 0.80~1.50，水灰比宜为 0.38~0.50。
- 6 浆体材料 28d 的无侧限抗压强度，不应低于 25MPa。

12.3.4 锚具应符合下列规定：

- 1 预应力筋用锚具、夹具和连接器的性能均应符合 GB/T 14370 的规定。
- 2 预应力锚具的锚固效率应至少发挥预应力杆体极限抗拉力的 95% 以上，达到实测极限拉力时的总应变应小于 2%。
- 3 锚具应具有补偿张拉和松弛的功能，必要时可采用可以调节拉力的锚头。
- 4 锚具罩应采用钢材或塑料材料制作加工，需完全罩住锚杆头和预应力筋的尾端，与支承面的接缝应为水密性接缝。

12.3.5 套管材料和波纹管应符合下列规定：

- 1 具有足够的强度，保证其在加工和安装过程中不损坏。
- 2 具有抗水性和化学稳定性。

3 与水泥浆、水泥砂浆或防腐油脂接触无不良反应。

12.3.6 防腐材料应符合下列规定：

1 在锚杆设计使用年限内，保持其防腐性能和耐久性。

2 在规定的工作温度内或张拉过程中不得开裂、变脆或成为流体。

3 应具有化学稳定性和防水性，不得与相邻材料发生不良反应；不得对锚杆自由段的变形产生限制和不良影响。

12.3.7 导向帽、隔离架应由钢、塑料或其他对杆体无害的材料组成，不得使用木质隔离架。

12.3.8 锚杆总长度应为锚固段、自由段和外锚头的长度之和，并应符合下列规定：

1 锚杆自由段长度应为外锚头到潜在滑裂面的长度；预应力锚杆自由段长度应不小于 5.0m，且应超过潜在滑裂面 1.5m。

2 锚杆锚固段长度应按本标准公式（12.2.3）和公式（12.2.4）进行计算，并取其中大值。同时土层锚杆的锚固段长度不应小于 5.0m；岩石锚杆的锚固段长度不应小于 3.0m。

3 位于软质岩中的预应力锚索，可根据地区经验确定最大锚固长度。

4 当计算锚固段长度超过构造要求长度时，应采取改善锚固段岩土体质量、压力灌浆、扩大锚固段直径、采用荷载分散型锚杆等，提高锚杆承载能力。

12.3.9 锚杆的钻孔直径应符合下列规定：

1 钻孔内的锚杆钢筋面积不超过钻孔面积的 20%。

2 钻孔内的锚杆钢筋保护层厚度，对永久性锚杆不应小于 25mm，对临时性锚杆不应小于 15mm。

12.3.10 锚杆的倾角宜采用 $10^{\circ}\sim 30^{\circ}$ ，并应避免对相邻构筑物产生不利影响。

12.3.11 锚杆隔离架应沿锚杆轴线方向每隔 1m~3m 设置一个，对土层应取小值，对岩层可取大值。

12.3.12 预应力锚杆传力结构应符合下列规定：

1 预应力锚杆传力结构应有足够的强度、刚度、韧性和耐久性。

2 强风化或软弱破碎岩质边坡和土质边坡宜采用框架格构型钢筋混凝土传力结构。

3 对I、II类及完整性好的III类岩质边坡，宜采用墩座或地梁型钢筋混凝土传力结构。

4 传力结构与坡面的结合部位应做好防排水设计及防腐措施。

5 承压板及过渡管宜由钢板和钢管制成，过渡管钢管壁厚不宜小于5mm。

12.3.13 当锚固段岩体破碎、渗（失）水量大时，应对岩体作灌浆加固处理。

12.3.14 永久性锚杆的防腐蚀处理应符合下列规定：

1 非预应力锚杆的自由段位于岩土层中时，可采用除锈、刷沥青船底漆和沥青玻纤布缠裹二层进行防腐蚀处理。

2 对采用钢绞线、精轧螺纹钢制作的预应力锚杆（索），其自由段可按本条第1款进行防腐蚀处理后装入套管中；自由段套管两端100mm~200mm长度范围内用黄油充填，外绕扎工程胶布固定。

3 对位于无腐蚀性岩土层内的锚固段，水泥浆或水泥砂浆保护层厚度应不小于25mm；对位于腐蚀性岩土层内的锚固段，应采取特殊防腐蚀处理，且水泥浆或水泥砂浆保护层厚度不应小于50mm。

4 经过防腐蚀处理后，非预应力锚杆的自由段外端应埋入钢筋混凝土构件内50mm以上；对预应力锚杆，其锚头的锚具经除锈、涂防腐漆加钢筋网罩或现浇混凝土封闭，且混凝土强度等级不应低于C30，厚度不应小于100mm，混凝土保护层厚度不应小于50mm。

12.3.15 临时性锚杆的防腐蚀可采取下列处理措施：

1 非预应力锚杆的自由段，可采用除锈后刷沥青防锈漆处理。

2 预应力锚杆的自由段，可采用除锈后刷沥青防锈漆或加套管处理。

3 外锚头可采用外涂防腐材料或外包混凝土处理。

12.4 施工

12.4.1 锚杆施工前应做好下列准备工作：

- 1 应掌握锚杆施工区建（构）筑物基础、地下管线等情况。
- 2 应判断锚杆施工对邻近建筑物和地下管线的不良影响，并制定相应预防措施。
- 3 编制符合锚杆设计要求的施工组织设计；并应检验锚杆的制作工艺和张拉锁定方法与设备；确定锚杆注浆工艺并标定张拉设备。
- 4 应检查原材料的品种、质量和规格型号，以及相应的检验报告。

12.4.2 锚孔施工应符合下列规定：

- 1 锚孔定位偏差不宜大于 20.0mm。
- 2 锚孔偏斜度不应大于 2%。
- 3 钻孔深度超过锚杆设计长度不应小于 0.5m。

12.4.3 钻孔机械应考虑钻孔通过的岩土类型、成孔条件、锚固类型、锚杆长度、施工现场环境、地形条件、经济性和施工速度等因素进行选择。在不稳定地层中或地层受扰动导致水土流失会危及邻近建筑物或公用设施的稳定时，应采用套管护壁钻孔或干钻。

12.4.4 锚杆的灌浆应符合下列规定：

- 1 灌浆前应清孔，排放孔内积水。
- 2 注浆管宜与锚杆同时放入孔内；向水平孔或下倾孔内注浆时，注浆管出浆口应插入距孔底 100mm~300mm 处，浆液自下而上连续灌注；向上倾斜的钻孔内注浆时，应在孔口设置密封装置。
- 3 孔口溢出浆液或排气管停止排气并满足注浆要求时，可停止注浆。
- 4 根据工程条件和设计要求确定灌浆方法和压力，确保钻孔灌浆饱满和浆体密实。
- 5 浆体强度检验试块的数量每 30 根锚杆不应少于一组，每组试块不应少于 6 个。

12.4.5 预应力锚杆锚头承压板及其安装应符合下列规定：

- 1 承压板应安装平整、牢固，承压面应与锚孔轴线垂直。
- 2 承压板底部的混凝土应填充密实，并满足局部抗压强度要求。

12.4.6 预应力锚杆的张拉与锁定应符合下列规定：

- 1 锚杆张拉宜在锚固体强度大于 20MPa 并达到设计强度的 80% 后进行。
- 2 锚杆张拉顺序应避免相近锚杆相互影响。
- 3 锚杆张拉控制应力不宜超过 0.65 倍钢筋或钢绞线的强度标准值。
- 4 锚杆进行正式张拉之前，应取 0.10 倍~0.20 倍锚杆轴向拉力值，对锚杆预张拉 1 次~2 次，使其各部位的接触紧密和杆体完全平直。
- 5 锁定值的确定：对地层及被锚固结构位移控制要求较高的工程，预应力锚杆的锁定值不应大于锚杆轴向拉力标准值 0.90 倍；对容许地层及被锚固结构产生一定变形的工程，预应力锚杆的锁定值宜为锚杆轴向拉力标准值的 0.6 倍~0.75 倍。预应力锚杆的张拉值宜取锁定值的 1.05 倍~1.10 倍。

13 岩石锚喷支护

13.1 一般规定

13.1.1 本章适用于当坡顶无重要建（构）筑物，岩土体整体稳定性满足要求的类土质边坡、岩质边坡的浅层加固与面层防护。

下列岩质边坡可采用岩石锚喷支护：

1 对永久性岩质边坡（基坑边坡）进行整体稳定性支护时，I类岩质边坡可采用混凝土锚喷支护；II类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护；III类岩质边坡且高度不大于10m时，应采用钢筋混凝土锚喷支护。

2 对临时性岩质边坡（基坑边坡）进行整体稳定性支护时，I、II类岩质边坡可采用混凝土锚喷支护；III类岩质边坡且高度不应大于15m宜采用钢筋混凝土锚喷支护。

3 符合本标准第6.2.2条的岩质边坡，可采用锚喷支护进行坡面防护，且构造要求应符合本标准第13.3.3条要求。

13.1.2 膨胀性岩质边坡、冻胀边坡、富水边坡或具有腐蚀性的边坡不应采用锚喷支护。有深层外倾滑动面或坡体渗水明显的岩质边坡不宜采用锚喷支护。

13.1.3 岩质边坡整体稳定用系统锚杆支护后，对局部不稳定块体尚应采用锚杆加强支护。

13.2 设计计算

13.2.1 采用锚喷支护的岩质边坡整体稳定性计算应符合下列规定：

- 1** 岩石侧压力分布可按本标准第14.2.4条的规定确定。
- 2** 锚杆轴向拉力可按下式计算：

$$N_{ak} = e_{ah}' S_{xj} S_{yj} / \cos \alpha \quad (13.2.1)$$

式中： N_{ak} ——锚杆所受轴向拉力（kN）；

S_{xj} 、 S_{yj} ——锚杆的水平、垂直间距（m）；

e'_{ah} ——相应于作用的标准组合时侧向岩石压力水平分力修正值 (kN/m)；

α ——锚杆倾角 (°)。

13.2.2 采用局部锚杆加固不稳定岩石块体时，锚杆承载力应符合下式的规定：

$$K_b(G_t - fG_n - cA) \leq \sum N_{akti} + f \sum N_{akni} \quad (13.2.2)$$

式中： A ——滑动面面积 (m²)；

c ——滑移面的黏聚力 (kPa)；

f ——滑动面上的摩擦系数；

G_t 、 G_n ——分别为不稳定块体自重平行和垂直于滑面方向的分力 (kN)；

N_{akti} 、 N_{akni} ——单根锚杆轴向拉力在抗滑方向和垂直于滑动面方向上的分力 (kN)；

K_b ——锚杆钢筋抗拉安全系数，按本标准第 12.2.2 条规定取值。

13.3 构造要求

13.3.1 系统锚杆的设置应符合下列规定：

1 锚杆布置宜采用行列式排列或菱形排列，锚杆安设倾角宜为 10°~20°。

2 锚杆间距宜为 1.5m~3.0m，且不应大于锚杆长度的一半；对 I、II 类岩体边坡最大间距不应大于 3.0m，对 III 类岩体边坡最大间距不应大于 2.0m。

3 应采用全粘结锚杆，锚杆长度为 3m~6m，也可根据地区经验或工程类比确定。钢筋直径可采用 16mm~22mm；钻孔直径为 40mm~70mm。

13.3.2 锚喷支护用于岩质边坡整体支护时，其面板应符合下列规定：

1 对永久性边坡，I 类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于 50mm，II 类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于 100mm，III 类岩

体边坡钢筋网喷射混凝土面板厚度不应小于 150mm；对临时性边坡，I类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于 50mm，II类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于 80mm，III类岩体边坡钢筋网喷射混凝土面板厚度不应小于 100mm。

2 钢筋直径宜为 6mm~12mm，钢筋间距宜为 100mm~250mm，单层钢筋网喷射混凝土面板厚度不应小于 80mm，双层钢筋网喷射混凝土面板厚度不应小于 150mm；钢筋保护层厚度不应小于 35mm。

3 锚杆钢筋与面板的连接应有可靠的连接构造措施。

13.3.3 岩质边坡坡面防护宜符合下列规定：

1 锚杆布置宜采用行列式排列，也可采用菱形排列。

2 I、II类岩质边坡可采用混凝土锚喷防护，III类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷防护，IV类岩质边坡应采用钢筋混凝土锚喷防护。

3 混凝土喷层厚度可采用 50mm~80mm，I、II类岩质边坡可取小值，III、IV类岩质边坡宜取大值。

4 可采用单层钢筋网，钢筋直径为 6mm~10mm，间距 150mm~200mm。

13.3.4 喷射混凝土强度等级，对永久性边坡不应低于 C25，对防水要求较高的不应低于 C30；对临时性边坡不应低于 C20。喷射混凝土 1d 龄期的抗压强度设计值不应小于 5MPa。

13.3.5 喷射混凝土与岩面的粘结力，对整体状和块状岩体不应低于 0.80MPa，对碎裂状岩体不应低于 0.40MPa。喷射混凝土与岩面粘结力试验应符合现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 的规定。

13.3.6 面板宜沿边坡纵向每隔 20m~25m 的长度分段设置竖向伸缩缝。

13.3.7 坡体泄水孔及截水、排水沟等的设置应符合本标准的相关规定。

13.4 施工

13.4.1 边坡坡面处理宜尽量平缓、顺直、密实，凹处填筑应稳定。

13.4.2 施工前应清除坡面松散层和不稳定的块体。宜采用机械和人工相接合方式清除不稳定块体，严禁采用爆破方式，并且要在清理坡面的同时进行防护，防止再次发生地质灾害。

13.4.3 III类岩体边坡应采用逆作法施工，II类岩体边坡可部分采用逆作法施工。

13.4.4 采用钢筋混凝土锚喷时，钢筋网片应垫起，保证保护层厚度，在坡面平整度较差时，喷射混凝土面层应保证网片钢筋的外侧保护层厚度，不得出现露筋等。

13.4.5 喷射混凝土施工应满足本标准第 11.5.4 条要求。

13.4.6 锚杆（索）施工应满足本标准第 12.4 节要求。

14 锚杆（索）挡墙

14.1 一般规定

14.1.1 锚杆挡墙适用于墙高较大的土质、岩质边坡。

14.1.2 锚杆挡墙可采用单级墙或多级墙，每级墙高不宜大于 8m，多级墙的上、下级墙体之间应设置宽度不小于 2m 的平台。

14.1.3 设计锚杆挡墙时，应根据地质及工程具体情况，可选用肋柱式、板肋式或无肋柱式锚杆挡墙。锚杆的类型可分为非预应力锚杆挡墙和预应力锚杆（索）挡墙。

14.1.4 在施工期稳定性较好的边坡，可采用肋柱式或板肋式锚杆（索）挡墙。

14.1.5 填方锚杆挡墙在设计和施工时应采取有效措施防止填方土体沉降造成的锚杆附加拉应力过大。

14.2 设计计算

14.2.1 锚杆挡墙设计应包括下列内容：

- 1 侧向岩土压力计算。
- 2 挡墙结构内力计算。
- 3 立柱嵌入深度计算。
- 4 锚杆计算和混凝土结构局部承压强度以及抗裂性计算；
- 5 挡板、立柱（肋柱）及其基础设计。
- 6 整体稳定性分析。

14.2.2 岩质边坡以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土类边坡的锚杆挡墙，立柱可按下列规定计算：

1 立柱可按支承于刚性锚杆上的连续梁计算内力；当锚杆变形较大时立柱宜按支承于弹性锚杆上的连续梁计算内力。

2 根据立柱下端的嵌岩程度，可按铰支座或固定端考虑；当立柱位于强风化岩层以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土内时，其嵌入深度可按等值梁法计算。

14.2.3 除坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土类外的土质边坡锚杆挡墙，结构内力宜按弹性支点法计算。当锚固点水平变形较小

时，结构内力宜按静力平衡法或等值梁法计算，计算方法可按本标准附录 G 执行。

14.2.4 坡顶无建（构）筑物且不需对边坡变形进行控制的锚杆挡墙，其侧向岩土压力合力可按下式计算：

$$E'_{ah} = E_{ah} b_2 \quad (14.2.4)$$

式中： E'_{ah} ——相应于作用的标准组合时，每延米侧向岩土压力合力水平分力修正值（kN）；

E_{ah} ——相应于作用的标准组合时，每延米侧向主动岩土压力合力水平分力（kN）；

β_2 ——锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数，应根据岩土类别和锚杆类型按表 14.2.4 确定。

表 14.2.4 锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数 β_2

锚杆类型 岩土类别	非预应力锚杆			预应力锚杆	
	土层 锚杆	自由段为土层的 岩石锚杆	自由段为岩层的 岩石锚杆	自由段为 土层的锚杆	自由段为岩层 的预应力 锚杆
β_2	1.1~1.2	1.1~1.2	1.0	1.2~1.3	1.1

注：当锚杆变形计算值较小时取大值，较大时取小值。

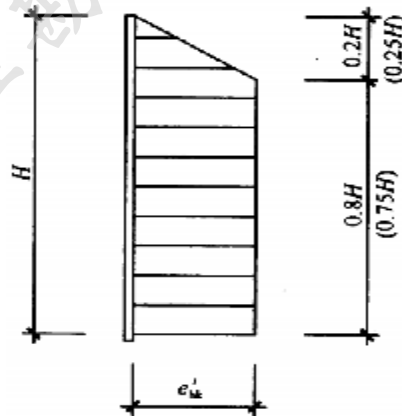


图 14.2.4 锚杆挡墙侧压力分布图（括号内数值适用于土质边坡）

14.2.5 确定岩土自重产生的锚杆挡墙侧压力分布，应考虑锚杆层数、挡墙位移大小、支护结构刚度和施工方法等因素，可简化为三角形、梯形或当地经验图形。

14.2.6 填方锚杆挡墙和单排锚杆的土层锚杆挡墙的侧压力，可近似按库仑理论取为三角形分布。锚杆挡墙为多级时，应分别计算其墙背土压力。

14.2.7 对岩质边坡以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土类边坡，当采用逆作法施工的、柔性结构的多层锚杆挡墙时，侧压力分布可近似按 14.2.4 图确定，图中 e'_{ah} 按下列公式计算：

对岩质边坡：

$$e'_{ah} = \frac{E'_{ah}}{0.9H} \quad (14.2.7-1)$$

对土质边坡：

$$e'_{ah} = \frac{E'_{ah}}{0.875H} \quad (14.2.7-2)$$

式中： e'_{ah} ——相应于作用的标准组合时侧向岩土压力水平分力修正值（ kN/m^2 ）；

H ——挡墙高度（ m ）。

14.2.8 对板肋式锚杆挡墙，立柱荷载取立柱受荷范围内的最不利荷载效应标准组合值。

14.2.9 根据挡板与立柱连接构造的不同，挡板可简化为支撑在立柱上的水平连续板、简支板或双铰拱板；设计荷载可取板所处位置的岩土压力值。岩质边坡锚杆挡墙或坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土等且排水良好的挖方土质边坡锚杆挡墙，可根据当地的工程经验考虑两立柱间岩土形成的卸荷拱效应。

14.2.10 由支护结构、锚杆（索）和地层组成的锚杆（索）挡墙体系的整体稳定性验算可采用圆弧滑动法或折线滑动法，并应符合本标准第 4.5 节的相关规定。

14.3 构造要求

14.3.1 肋柱式或无肋柱式锚杆挡墙肋柱间距宜为 2~3m，板肋式锚杆挡墙肋柱间距宜为 3~6m。

14.3.2 锚杆挡墙支护中锚杆的布置应符合下列规定：

- 1 锚杆上下排垂直间距、水平间距均不宜小于 2.0m。
 - 2 当锚杆间距小于上述规定或锚固段岩土层稳定性较差时，锚杆宜采用长短相间的方式布置。
 - 3 第一排锚杆锚固体上覆土层的厚度不宜小于 4.0m，上覆岩层的厚度不宜小于 2.0m。
 - 4 第一锚点位置可设于坡顶下 1.5m~2.0m 处。
 - 5 锚杆的倾角宜采用 10° ~ 35° 。
 - 6 锚杆布置应尽量与边坡走向垂直，并应与结构面呈较大倾角相交。
 - 7 立柱位于土层时宜在立柱底部附近设置锚杆。
- 14.3.3** 立柱和挡板的混凝土强度等级不应小于 C30。肋柱基础应采用 C25。各分级挡墙之间平台顶面，宜采用 C25 混凝土封闭，厚度不宜小于 150mm，并设 2% 横向向外排水坡。
- 14.3.4** 立柱的截面尺寸除应满足强度、刚度和抗裂要求外，还应满足挡板的支座宽度、锚杆钻孔和锚固等要求。肋柱截面宽度不宜小于 300mm，截面高度不宜小于 400mm。
- 14.3.5** 立柱基础应置于稳定的地层内，可采用独立基础、条形基础或桩基础等形式。
- 14.3.6** 对永久性边坡，现浇挡板和拱板厚度不宜小于 200mm。
- 14.3.7** 锚杆挡墙立柱宜对称配筋；当第一锚点以上悬臂部分内力较大或柱顶设单锚时，可根据立柱的内力包络图采用不对称配筋法。
- 14.3.8** 锚杆挡墙现浇混凝土构件的伸缩缝间距不宜大于 20m~25m。
- 14.3.9** 锚杆挡墙立柱的顶部宜设置钢筋混凝土构造连梁。
- 14.3.10** 锚杆注浆材料宜采用水泥砂浆或水泥净浆、其强度等级不应低于 M25。注浆采用空地注浆法。安装肋柱或墙面板应待锚孔浆体达到设计强度的 75% 以上方可进行。
- 14.3.11** 当锚杆挡墙的锚固区内有建（构）筑物基础传递较大荷载时，除应验算挡墙的整体稳定性外，还应适当加长锚杆，并采用长短相间的设置方法。

14.4 施工

14.4.1 在施工期边坡可能失稳的板肋式锚杆挡墙，应采用逆作法进行施工。

14.4.2 对施工期处于不利工况的锚杆挡墙，应按临时性支护结构进行验算。

14.4.3 装配式锚杆（索）挡墙施工时，坡面应修理平整，预制构件与坡面贴合紧密，无缝隙。坡面与构件间的缝隙应采用混凝土或砂浆填补，混凝土强度不小于 C30，砂浆强度不小于 M30。

14.4.4 装配式竖肋或立柱在施工时应做好已施工构件的保护，避免对已施工的构件造成不可逆的损伤。

14.4.5 现浇式锚杆挡墙的混凝土结构基槽应人工开挖，开挖面应顺直，基槽及其附近岩土体应夯填密实。

14.4.6 混凝土结构的实际尺寸不应小于设计值，浇筑前应对坡面整平，混凝土结构下的坡面不应欠挖、超挖。

14.4.7 混凝土结构浇筑时，应采取措施保证锚杆轴线的位置与混凝土构件轴线位置相对应。

14.4.8 混凝土浇筑完成后，养护时间不应小于 7 天。

14.4.9 锚杆（索）施工应满足本标准第 12.4 节要求。

15 格构锚杆(索)

15.1 一般规定

15.1.1 格构锚杆(索)由锚杆(索)和格构梁组成。当边坡表面岩土体易风化、剥落或有浅层崩滑、蠕滑等现象,宜采用格构梁防护。当边坡滑体较厚时,应采用钢筋混凝土格构+预应力锚索进行支护,锚索应穿过潜在的滑动面(滑动带),锚固长度应满足本标准第12.2节的相关规定。当边坡坡体厚度不大时,可采用钢筋混凝土格构+锚杆进行防护,锚固长度也应满足本标准第12.2节的相关规定。

15.1.2 下列边坡可采用格构锚(索)支护:

- 1 在施工期稳定性较好的边坡。
- 2 坡度较陡、土质较厚边坡或滑面埋藏较深、滑体较厚的滑坡。

15.1.3 锚杆的类型可分为非预应力锚杆和预应力锚杆(索)。非预应力锚杆适用于中浅层岩土体边坡的支护。

15.1.4 填方地段采用格构锚杆(索)时,应采取有效措施防止新填方土体沉降造成的锚杆附加应力过大。高度较大的填方边坡不宜采用格构锚杆(索)。

15.1.5 对锚杆轴向拉力的计算尚应满足传力结构强度和地基承载力要求。必要时坡底宜设置基础梁并与格构有效连接。

15.1.6 由格构、锚杆(索)和边坡岩土层组成的格构锚杆体系的整体稳定性验算可采用圆弧滑动法或折线滑动法,并应符合本标准第4.5节的相关规定。

15.2 设计计算

15.2.1 格构锚杆(索)设计包括格构设计和锚杆(索)设计,锚杆(索)和格构梁设计使用年限应相同,并不低于所保护的建(构)筑物的设计使用年限。进行初步设计时应结合边坡高度、构造要求并结合当地经验进行设计。

1 侧向岩土压力计算及锚杆轴向拉力计算。

2 格构梁的强度、刚度和抗裂计算。

3 整体稳定性计算。

15.2.2 锚索（杆）设计计算应符合本标准第 12 章的规定。

15.2.3 计算格构梁内力时，作用于格构纵横梁上的锚固力参见附录 H.1 的要求进行分配。当锚固点变形较小时，钢筋混凝土格构锚杆（索）挡墙可简化为支撑在锚固点上的井字梁进行内力计算；当锚固点变形较大时，应考虑变形对格构式挡墙内力的影响。

15.2.4 当作用于格构梁的锚固力确定后，进行内力计算见附录 H.2 中的“倒梁法”。

15.2.5 钢筋混凝土格构梁的正截面和斜截面承载力应符合 GB 50010 的有关规定。

15.2.6 格构梁与滑体表面的接触压应力，不应大于地基容许承载力。

15.2.7 每级格构的底部均应设置地梁，地梁的断面尺寸和配筋应根据地基承载力及地梁内力计算确定。

15.3 构造规定

15.3.1 格构锚固边坡坡面应平整，坡度不宜大于 70°。

15.3.2 当岩质边坡高度超过 15m，土质边坡高度超过 10m 时，应设置马道，马道宽度不宜小于 2.0m。

15.3.3 格构锚杆（索）中锚杆的布置应符合下列规定：

1 锚杆上下排垂直间距、水平间距均不宜小于 2.0m。

2 锚杆应设置在格构节点处。

3 锚杆的倾角宜采用 10°~20°。

4 锚杆布置应尽量与边坡走向垂直，并应与结构面呈较大倾角相交。

5 注浆压力宜为 0.5~1.0MPa。

15.3.4 格构梁截面宽度和高度均不宜小于 300mm。格构间距一般 2.0m~4.0m。

15.3.5 对施工期处于不利工况的格构锚杆（索），应按临时性支护

结构进行验算。

15.3.6 钢筋混凝土格构宜嵌置于边坡中。格构型式应符合下列要求：

1 方型，指顺边坡倾向和沿边坡走向设置方格状钢筋混凝土梁，格构梁横向间距小于 4.0m。

2 菱型，指沿平整边坡坡面斜向设置钢筋混凝土梁，格构梁间距小于 4.0m。

3 弧型，格构梁横向间距小于 3.5m。

4 “人”字型，格构梁横向间距小于 3.5m。

5 其他格构型式采用经验类比进行选择。

15.3.7 钢筋混凝土格构纵向钢筋应采用 HRB400 Φ 14mm 以上的热轧钢筋，箍筋应采用 Φ 8mm 以上的钢筋加工。若纵向受力钢筋的计算配筋率小于最小配筋百分率，可采用构造配筋，使其满足小于最小配筋百分率的要求。

15.3.8 格构采用的混凝土强度等级不应低于 C25，最外层钢筋的保护层厚度不应小于 35mm。

15.3.9 格构应每隔 20m~25m 宽度设置伸缩缝，缝宽 20mm~30mm，填塞沥青麻筋或沥青木板。

15.3.10 当坡度较陡时，应在格构间做坡面防护处理，坡面防护应按照本标准第 19 章的相关规定执行。

15.3.11 格构锚杆（索）周边应设置截排水沟等排水系统。

15.4 施工

15.4.1 格构梁施工按下列顺序进行：坡面修整—基槽开挖—钢筋加工—钢筋安装—模板架设—浇筑混凝土—混凝土养护。

15.4.2 现浇钢筋混凝土格构的施工应满足以下要点：

1 钢筋混凝土格构可嵌置于边坡中或上覆在边坡上。

2 钢筋混凝土格构护坡坡面应平整、夯实。无溜滑体、蠕滑体和松动岩块。

3 用于格构的钢筋应专门建库堆放，避免污染和锈蚀；水泥一般使用 42.5#普通硅酸盐水泥，不得使用受潮和过期水泥；砂石料的杂质和有机质的含量应符合 GB 50204 的相关规定。

4 应对边坡开挖的岩性及结构进行编录和综合分析，将开挖的岩性与设计对比，出入较大时，应进行变更处理。

15.4.3 格构梁基槽应人工开挖，开挖面应顺直，基槽及其附近岩土体应夯填密实。

15.4.4 格构梁的实际尺寸不应小于设计值，浇筑框架前应对坡面整平，框架下的坡面不应欠挖、超挖。

15.4.5 格构梁浇筑时，应采取措施保证锚杆轴线的位置与格构节点位置相对应。

15.4.6 格构梁混凝土浇筑完成后，混凝土养护时间不应小于 7 天。

15.4.7 格构梁间应设置钢筋网片、植被防护等措施。

15.4.8 支护坡面应平整、密实，无溜滑体、蠕滑体和松动岩块。

16 桩板墙

16.1 一般规定

16.1.1 桩板墙适用于对边坡变形有控制要求的土质边坡、类土质边坡和碎裂状、散体结构的岩质边坡、填方边坡以及工程滑坡治理。

16.1.2 桩板墙形式的选择应根据边坡高度、地质条件和施工条件等因素并结合当地已有设计经验初步确定。悬臂桩有埋入桩、椅式桩、门架桩（双排桩）等结构形式。下列边坡宜采用桩板墙支护：

- 1 位于滑坡区或切坡后可能引发滑动的边坡。
- 2 可能沿外倾软弱结构面滑动、破坏后果严重的边坡。
- 3 高度较大、稳定性较差的土质边坡。
- 4 边坡塌滑区内有重要建筑物的IV类岩质边坡和土质边坡。
- 5 无放坡空间的填土边坡。
- 6 当计算的桩顶位移较大且不能外拉时，可采用双排桩结构。

16.1.3 桩板墙高度一般不宜超过15m。悬臂式后填土边坡墙高不宜大于10m，采用悬臂桩支护时其桩顶水平位移为悬臂段长度的1/100，且不宜大于100mm；安全等级为一级的边坡的桩顶水平位移不宜大于60mm，嵌固段在地面处的水平位移不宜大于10mm。

16.1.4 桩应嵌入潜在滑动面以下的稳定地层内且不应产生新的深层滑动。对悬臂桩稳定计算时，应核算护坡桩上方的边坡体是否会越过桩顶滑出，并应采取相应措施。

16.2 设计计算

16.2.1 初步设计时桩板墙设计参数初值可结合边坡高度、构造要求及当地设计经验进行。

16.2.2 桩板墙的内力计算可分为支护桩和板的计算，且应符合下列规定：

- 1 作用在桩上的荷载宽度可按左右两相邻桩桩中心之间距离的一半计算。

2 桩间挡土板的荷载宽度按桩间净距计算。桩间挡土板上的土压力可根据桩间岩（土）体的稳定情况并考虑桩间水平土拱效应，按全部岩（土）压力或部分岩（土）压力计算。

16.2.3 临空段或边坡滑动面以上部分桩身内力计算应符合以下规定：

1 根据岩土侧压力或滑坡推力计算桩身内力。对有潜在滑动面的边坡应取剩余下滑力与主动岩土压力两者中的较大值进行桩板墙设计。单排单桩所受推力大小按桩中心两侧各 1/2 中心距范围内计算边坡下滑力。

2 推力的分布图形应根据岩土性质、厚度和桩身变形限制条件等因素确定，可采用矩形、梯形或三角形等简化分布模型。

3 滑动面以上桩前滑体抗力可由桩前剩余抗滑力或被动土压力确定，设计时选较小值。

16.2.4 嵌入段或滑动面以下部分桩身弯矩和剪力宜采用地基系数法计算。设计时可不计桩身重力、桩侧摩阻力、黏聚力和桩底反力。当桩前滑体可能滑动时，也不应计其抗力。

16.2.5 地基系数 k 和 m 值宜根据试验资料、地方经验和工程类比综合确定。初步设计时其比例系数按本标准附录 I 取值。

16.2.6 支护桩嵌固段长度的计算应根据岩土侧压力大小、剩余下滑力大小和锚固段的横向容许承载力等因素确定。并应符合下列规定：

1 嵌入岩层时，桩的最大横向压应力 σ_{\max} 应小于或等于地基的横向承载力特征值 f_H 。桩为矩形截面时，地基的横向承载力特征值可按式计算：

$$f_H = K_H \eta f_{rk} \quad (16.2.6-1)$$

式中： f_H ——地基的横向承载力特征值（kPa）；

K_H ——在水平方向的换算系数，根据岩层构造可取 0.50~1.00；

η ——折减系数，根据岩层的裂缝、风化及软化程度可取 0.30~0.45；

f_{rk} ——岩石天然单轴极限抗压强度标准值 (kPa)。

2 嵌入土层或风化层土、砂砾状岩层时,滑动面以下或桩嵌入稳定岩土层内深度为 $h_2/3$ 和 h_2 (滑动面以下或嵌入稳定岩土层内桩长) 处的横向压应力不应大于地基横向承载力特征值。

支护桩 (图 16.2.6) 地基横向承载力特征值可按下列公式计算:

1) 当设桩处沿滑动方向地面坡度小于 8° 时,地基 y 点的横向承载力特征值可按下列公式计算:

$$f_H = 4\gamma_2 y \frac{\tan \varphi_0}{\cos \varphi_0} - \gamma_1 h_1 \frac{1 - \sin \varphi_0}{1 + \sin \varphi_0} \quad (16.2.6-2)$$

式中: f_H ——地基的横向承载力特征值 (kPa);

γ_1 ——滑动面以上土体的重度 (kN/m^3);

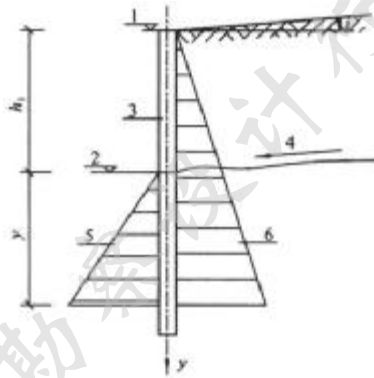


图 16.2.6 支护桩土质地基横向承载力特征值计算简图

1——桩顶地面; 2——滑面; 3——护坡桩; 4——滑动方向;

5——被动土压力分布图; 6——主动土压力分布图

γ_2 ——滑动面以下土体的重度 (kN/m^3);

φ_0 ——滑动面以下土体的等效内摩擦角 ($^\circ$);

h_1 ——设桩处滑动面至地面的距离 (m);

y ——滑动面至计算点的距离 (m)。

2) 当设桩处沿滑动方向地面坡度 $i \geq 8^\circ$ 且 $i \leq \varphi_0$ 时,地基 y 点的横向承载力特征值可按下列公式计算:

$$f_H = 4g_2 y \frac{\cos^2 i \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 j}}{\cos^2 j} - g_1 h_1 \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 j}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 j}} \quad (16.2.6-3)$$

式中： φ ——滑动面以下土体的内摩擦角（°）。

16.2.7 桩的计算宽度可按下列规定取值：

圆形桩： $d \leq 1\text{m}$ 时， $B_p = 0.9(1.5d + 0.5)$ ；

$d > 1\text{m}$ 时， $B_p = 0.9(d + 1)$

矩形桩： $b \leq 1\text{m}$ 时， $B_p = 1.5b + 0.5$ ；

$b > 1\text{m}$ 时， $B_p = b + 1$ ；

式中： B_p ——桩身计算宽度（m）；

b ——桩宽（m）；

d ——桩径（m）。

16.2.8 板的配筋计算

1 土压力计算

（1）板上的土压力取同一跨度内该类型板（由于分段设置不同类型的板块）最下面板块地边缘的水平土压力作为该类型板上的荷载。浸水地区桩间板，考虑水平静水压力，计算原理同桩。

（2）按简支板计算内力。

2 内力计算

$$\text{弯矩 } M = K_1 e_{xi} l^2 / 8 \quad (16.2.8-1)$$

$$\text{剪力 } V = K_1 e_{xi} l^2 / 8 \quad (16.2.8-2)$$

式中： M ——板的跨中弯矩设计值（kN·m）；

V ——板各端的剪力设计值（kN）；

K_1 ——土压力荷载分项系数，一般取 1.2；

e_{xi} ——第 i 类板块计算的水平土压力（kPa）；

l ——板的水平计算跨长（m）。

16.2.9 结构设计除应满足本标准的规范外，还应满足 GB 50010 和 GB 50007 的规定。

16.3 构造要求

16.3.1 支护桩可按设计要求采用现浇或预制。预制桩包含预制钢筋混凝土方桩、预制钢筋混凝土管桩和异型桩。

16.3.2 支护桩的横断面形状可采用圆形或矩形。当采用圆形截面时，支护桩桩径一般为0.8~2.0m。当采用矩形截面时，其短边与边坡坡向垂直；矩形断面的短边边长可为1.5~3m，长边边长不宜小于短边的1.5倍。

16.3.3 支护桩的布置间距应根据边坡地质条件，桩的结构组成、受力大小等因素确定，桩间距一般为2.4~6.0m，且宜大于桩的横截面短边或直径的2.5倍。

16.3.4 嵌固段长度应根据岩土强度与变形特征分析确定。支护桩嵌入稳定岩土层深度，一般为桩长的1/3~2/5，在岩质地基中嵌固深度宜为1/4桩长且不小于1倍桩径。

16.3.5 支护桩的配筋应根据护坡桩所受的剪力和弯矩确定，配筋计算、配筋率及钢筋搭接、锚固长度构造要求应符合GB 50010的有关规定。护坡桩桩身钢筋配置和保护层厚度应满足下列要求，并应符合GB 50010的相关规定。

1 支护桩的纵向受力钢筋可采用多排设置，但不宜多于三排，钢筋直径不应小于20mm，且净间距不应小于80mm，也不宜大于400mm。受压边钢筋直径不宜小于14mm，间距不宜大于200mm。当用束筋时，每束不宜多于3根；桩纵筋的接头不得设在土石分界处和滑动面处。

2 支护桩内不宜设置斜筋，可采用调整箍筋的直径、间距和桩身截面尺寸等措施，满足斜截面的抗剪强度。剪力较大时可采用调整混凝土强度等级、箍筋直径、间距及桩身截面尺寸等措施，以满足斜截面抗剪强度要求。

3 箍筋宜采用封闭式，肢数不宜多余4个，其直径不宜小于10mm，间距不应大于300mm。

16.3.6 支护桩顶宜设置钢筋混凝土冠梁，冠梁的高度不宜小于桩径的0.6倍或桩边长的0.6倍，宽度应大于桩径150mm及以上。桩的纵向受力钢筋应伸入冠梁，伸入长度应符合GB 50010对钢筋锚固的有关规定；当不能满足锚固长度要求时，其钢筋末端可采用机械锚固措施。

16.3.7 桩的混凝土强度等级不应低于C25，安全等级为一级、二级的边坡工程和滑坡支护工程时桩身混凝土强度等级不应低于C30。受力筋的保护层厚度不应小于50mm。

16.3.8 对腐蚀性环境条件下的桩，应控制混凝土裂缝宽度，并采用防腐措施。

16.3.9 挡土板可按设计要求采用现浇或预制。挡土板的混凝土强度等级不宜低于C25。保护层厚度不宜小于35mm。板厚不宜小于200mm。钢筋直径不宜小于 $\Phi 12$ mm，间距不宜大于150mm。

16.4 施工

16.4.1 对可能产生顺层滑坡或牵引式滑坡地段应先进行支护桩的施工，待支护桩强度达到设计强度后再按照设计要求削坡、卸载。挖方区开挖时应分层分段开挖，每挖一层后及时施工挡板。严禁一挖到底。

16.4.2 桩和挡板设计未考虑大型碾压机的荷载时，桩板后 2m 内不得使用大型碾压机填筑。

16.4.3 桩身混凝土应连续灌注，不得形成水平施工缝。当需加快施工进度时，宜采用速凝、早强混凝土。

16.4.4 挡板安装时应设有标尺和基准。挡板安装应及时逐层调整，安装应顺直、平整。

16.4.5 墙后填土应在桩板墙混凝土强度达到设计强度 80%后进行，且应分层夯实，选料及其密实度均应满足设计要求。

16.4.6 应进行信息化施工，当发现变形过大等异常现象时，应立即停止施工查明原因采取有效措施后再进行施工。

17 桩锚板

17.1 一般规定

17.1.1 桩板墙与锚杆（索）结合组成桩锚板支护结构。适合边坡高度较高或变形要求较严格的边坡支护，常用于或滑坡剩余下滑力较大地段。桩锚板高度一般不宜大于 25m。

17.1.2 桩锚板可采用单点锚固或多点锚固的结构形式，当其高度较大、边坡推力较大时宜采用预应力锚索及多点锚固形式。

17.1.3 对安全等级为一级的边坡的桩顶水平位移不宜大于 60mm。

17.2 设计计算

17.2.1 进行初步设计时应根据边坡高度、构造要求并结合当地已有设计经验选定初值进行设计。

17.2.2 桩锚板计算时宜将桩、锚固段岩土体及锚索（杆）视为一整体，锚索（杆）视为弹性支座，桩简化为受横向变形约束的弹性地基梁，根据位移变形协调原理，按“k 法”或“m 法”计算锚杆（索）拉力及桩各段内力和位移。

17.2.3 对桩锚板中桩和板的设计计算应符合本标准中第 16 章的相关规定。

17.2.4 桩锚板的锚杆(索)的设计和施工应符合本标准第 12 章的相关规定。锚索承担桩上受力宜为 20%~25%，不宜超过 35%。

17.3 构造要求

17.3.1 桩间距不宜小于 2 倍桩径（或桩截面短边尺寸）。

17.3.2 当桩上设多排锚索时，纵向各排锚索之间的距离应不小于 2.5m。

17.3.3 桩锚板锚孔距桩顶距离不宜小于 1500mm，锚固点附近桩身箍筋应适当加密，锚杆（索）构造应按本标准第 12 章有关规定设计。

17.3.4 桩的混凝土强度等级不应低于 C25，用于滑坡支护时桩身混凝土强度等级不应低于 C30。挡板的混凝土强度等级不应低于

C25，灌注锚杆(索)孔的水泥砂浆强度等级不应低于 M30。

17.3.5 桩锚板纵向伸缩缝间距不宜大于 25m。伸缩缝构造应符合本标准第 8.3.7 条的规定。

17.3.6 桩锚板墙后填料要求和回填质量应符合本标准第 8.3.8 条的规定。

17.3.7 结构设计除应满足本标准的规范外，还应满足 GB 50010 和 GB 50007 的规定。

17.4 施工

17.4.1 挖方区桩锚板施工时应先施工支护桩、锚索，待支护桩、锚索强度满足开挖要求后再分层、分段开挖，并及时施工挡土板。严禁支护桩、锚索未施工或强度未达到设计要求就大面积开挖桩前土体。

17.4.2 桩身混凝土应连续灌注，不得形成水平施工缝。当需加快施工进度时，宜采用速凝、早强混凝土。

17.4.3 面板安装时应设有标尺和基准。面板安装应顺直、平整。

17.4.4 桩和挡板设计未考虑大型碾压机的荷载时，桩板后 2m 内不得使用大型碾压机械填筑。

17.4.5 对支护桩、锚索、面板的施工、填料施工等检查检验验收应按照有关规范、标准执行。

18 联合支护

18.1 一般规定

18.1.1 当边坡较高且每级坡均需要支护时就形成联合支护结构。常见的联合支护形式有：

- 1 重力式挡墙+格构锚杆组合支护结构。
- 2 上部土钉墙+格构锚杆组合支护结构。
- 3 格构锚杆+桩板墙组合支护结构。
- 4 桩基托梁挡墙等。

18.1.2 多级放坡多采用上缓下陡分级分台阶的放坡与支护形式。

18.1.3 应根据边坡高度、变形要求、外拉条件及当地经验选择联合支护结构形式。每级坡高一般不大于 10m，且宜在坡脚处设置护坡桩或桩锚板支护结构。

18.1.4 当上部边坡对变形要求不严格时可采用土钉墙或重力式挡土墙支护结构；当上部边坡对变形要求严格时可采用桩板墙、双排桩或其他刚度较大的支护结构。

18.1.5 采用不同支护结构形式进行设计计算时，应先分别进行各级边坡的计算，在进行下部结构计算时可将上部结构等效为超载作用在下部支护结构上进行整个边坡计算。

18.2 设计计算

18.2.1 重力式挡墙的设计计算应符合本标准第 7 章、第 8 章的相关规定。

18.2.2 土钉墙与复合土钉墙的设计计算应符合本标准第 11 章的相关规定。

18.2.3 格构锚杆（索）的设计计算应符合本标准第 15 章的相关规定。

18.2.4 桩板墙与桩锚板的设计计算应符合本标准第 16 章和第 17 章的相关规定。

18.2.5 桩基托梁挡土墙的计算应符合下列规定：

- 1 桩基托梁挡土墙包括桩、托梁和重力式挡土墙的设计，桩的

设计应符合本标准 16 章的规定，重力式挡土墙的设计应符合第 8 章的规定。

2 作用在托梁结构上的荷载包括挡土墙传递的水平力、竖向力和托梁的自重。荷载分布形式可采用均匀分布。

3 根据地基条件，托梁可按基底悬空的连续梁或弹性地基梁计算。

4 每跨托梁底中心合力计算时可不计托梁底摩擦力和反力的作用。

5 当墙背土体可能出现从托梁底部开始的破裂面时，应按该破裂面计算土压力。桩顶至锚固点之间的土压力可按库仑理论计算。

18.3 构造要求

18.3.1 土钉墙设计、锚杆（索）设计、桩基设计的构造要求应符合本标准第 12 章、第 12 章和第 16 章的相关规定。

18.3.2 边坡坡形多采用台阶状坡形，土质边坡和填方边坡单级坡高一般为 10m，平台宽一般为 2m~4m。土质或岩质边坡坡率设计应符合本标准第 6 章的相关规定。

18.3.3 组合支护结构的混凝土强度等级不宜小于 C30，当地下水有侵蚀性时，结构耐久性设计应满足 GB/T 50476 的有关要求。

18.4 施工

18.4.1 联合支护中挡土墙、土钉、锚杆（索）支护桩的施工检验等应符合本标准有关章节的规定。

18.4.2 当边坡层面外倾时，严禁顺层刷方，宜采取预加固措施防止施工过程中滑塌。

19 坡面防护与绿化

19.1 一般规定

19.1.1 边坡坡面防护工程应在稳定边坡上设置。对稳定、较不稳定的或存在不良地质因素的边坡，应先进行边坡治理后进行坡面防护与绿化。

19.1.2 边坡坡面防护应根据当地气候、水文、地质、材料来源及使用条件采取工程防护和植物防护相结合的综合处理措施，并应考虑下列因素经技术经济比较确定：

- 1 坡面风化作用。
- 2 雨水冲刷。
- 3 植物生长效果、环境效应。
- 4 冻胀、干裂作用。
- 5 坡面防渗、防淘刷等需要。
- 6 其他需要考虑的因素。

19.1.3 植物防护与绿化工程用于边坡表层土体溜塌和景观美化时可作为边坡防治的辅助配套措施，不宜单独使用，且不应作为提高边坡稳定性因素参与设计。

19.1.4 填方边坡、黄土边坡、膨胀岩、膨胀土边坡与富水边坡的坡面防护与绿化应结合地区经验确定。

19.1.5 临时防护措施应与永久防护措施相结合。

19.1.6 地下水和地表水较为丰富的边坡，应将边坡防护结合排水措施进行综合设计。

19.2 坡面防护

19.2.1 对采用坡率法的边坡进行护面时应结合当地已有经验选择锚喷、浆砌片石、格构等构造措施。常见的坡面防护工程措施见表19.2.1。

表 19.2.1 常见的坡面防护类型

防护类别	防护形式
工程类防护	干（浆）砌片（块）石护坡
	混凝土预制块
	混凝土或浆砌片石骨架
	窗孔肋式
	六角空心砖护坡
	喷射混凝土
	土工格室

19.2.2 砌体护坡应符合下列规定：

1 砌体护坡可采用浆砌条石、块石、片石、卵石或混凝土预制块等作为砌筑材料，适用于坡度缓于 1:1 的易风化的岩石和土质挖方边坡。

2 石料强度等级不应低于 MU30，浆砌块石、片石、卵石护坡的厚度不宜小于 250mm。

3 预制块的混凝土强度等级不应低于 C25；厚度不小于 150mm。

4 铺砌层下应设置碎石或砂砾垫层，厚度不宜小于 100mm。

5 砌筑砂浆强度等级不应低于 M5.0，在严寒地区和地震地区或水下部分的砌筑砂浆强度等级不应低于 M7.5。

6 砌体护坡应设置伸缩缝和泄水孔。

7 砌体护坡伸缩缝间距宜为 20m~25m、缝宽 20mm~30mm；在地基性状和护坡高度变化处应设沉降缝，沉降缝与伸缩缝宜合并设置；缝中应填塞沥青麻筋或其他有弹性的防水材料，填塞深度不应小于 150mm；在拐角处应采取适当的加强构造措施。

19.2.3 护面墙防护设计应符合下列规定：

1 护面墙可采用浆砌条石、块石或混凝土预制块等作为砌筑材料，也可现浇素混凝土；适用于防护易风化或风化严重的软质岩石或较破碎岩石挖方边坡，以及坡面易受侵蚀的土质边坡。

2 窗孔式护面墙防护的边坡坡率应缓于 1:0.75；拱式护面墙适用于边坡下部岩层较完整而上部需防护的边坡，边坡坡率应缓于 1:0.50。

3 单级护面墙的高度不宜超过 10m；其墙背坡坡率与边坡坡率一致，顶宽不应小于 500mm，底宽不应小于 1000mm，并应设置伸缩缝和泄水孔。

4 伸缩缝的间距宜为 20m~25m，但对素混凝土护面墙应为 10m~15m。

5 护面墙基础应设置在稳定的地基上，基础埋置深度应根据地质条件确定；冰冻地区应埋置在冰冻深度以下不小于 250mm；护面墙前趾应低于排水沟铺砌的底面。

7.2.4 对边坡坡度不大于 60°、易风化岩质边坡可采用喷射砂浆进行坡面防护。喷射砂浆防护厚度不宜小于 50mm，砂浆强度等级不应低于 M20；喷护坡面应设置泄水孔和伸缩缝，泄水孔纵、横间距宜为 2.5m，伸缩缝间距宜为 10m~15m。

19.2.5 喷射混凝土防护工程应符合本标准第 12 章的规定。

19.3 坡面绿化

19.3.1 常见的坡面绿化类型有植草、铺草皮、植树、湿法喷播、客土喷播、植生袋、植被混凝土护坡绿化等；常与骨架、混凝土空心块、锚杆钢筋混凝土格构护坡结合。

19.3.2 坡面绿化工程设计应符合下列规定：

1 植草宜选用易成活、生长快、根系发达、叶茎矮或有葡萄茎的多年生当地草种；草种的配合、播种量等应根据植物的生长特点、防护地点及施工方法确定。

2 铺草皮适用于需要快速绿化的边坡，且坡率缓于 1:1.00 的土质边坡和严重风化的软质岩石边坡；草皮应选择根系发达、茎矮叶茂耐旱草种，不宜采用喜水草种，严禁采用生长在泥沼地的草皮。

3 植树宜用于坡率缓于 1:1.50 的边坡；树种应选用能迅速生长且根深枝密的低矮灌木类。

4 湿法喷播适用于土质边坡、土夹石边坡、严重风化岩石的坡率缓于 1:0.50 的挖方和填方边坡防护。

5 客土喷播适用于风化岩石、土壤较少的软质岩石、养分较少的土壤、硬质土壤，植物立地条件差的高大陡坡面和受侵蚀显著的坡面；当坡率陡于 1:1.00 时，宜设置挂网或混凝土格构。

6 植被混凝土护坡绿化适用于坡率小于 1:0.30 的稳定边坡。

19.3.3 绿化防护工程中的骨架可采用浆砌片石或混凝土作骨架，且应符合下列规定：

1 骨架植物防护适用于边坡坡率缓于 1:0.75 土质和全风化的岩石边坡防护与绿化，当坡面受雨水冲刷严重或潮湿时，坡度应缓于 1:1.00。

2 应根据边坡坡率、土质和当地情况确定骨架形式，并与周围景观相协调；骨架内应采用植物或其他辅助防护措施。

3 当降雨量较大且集中的地区，骨架宜做成截水槽型；截水槽断面尺寸由降雨强度计算确定。

19.3.4 混凝土空心块植物防护适用于坡度缓于 1:0.75 的土质边坡和全风化、强风化的岩石挖方边坡；并根据需要设置浆砌片石或混凝土骨架。空心预制块的混凝土强度等级不应低于 C20，厚度不应小于 150mm。空心预制块内应填充种植土，喷播植草。

19.3.5 锚杆钢筋混凝土格构植物防护与绿化适用于土质边坡和坡体中无不良结构面、风化破碎的岩石挖方边坡。钢筋混凝土格构的混凝土强度等级不应低于 C25，格构几何尺寸应根据边坡高度和地层情况等确定，格构内宜植草。在多雨地区，格构上应设置截水槽，截水槽断面尺寸由降雨强度计算确定。

19.4 施工

19.4.1 坡面防护施工应符合下列规定：

1 根据开挖坡面地质、水文地质情况逐段核实边坡防护措施有效性，且应符合信息法施工要求。

2 挖方边坡防护工程应采用逆作法施工，开挖一级防护一级，并应及时养护。

3 施工前应对边坡进行修整，清除边坡上的危石及不密实的松土。

4 坡面防护层应与坡面密贴结合，不得留有空隙。

5 在多雨地区或地下水发育地段，边坡防护工程施工应采取有效截、排水措施。

19.4.2 砌体护坡工程施工应符合下列规定：

1 砌体护坡施工前应将坡面整平；在铺设混凝土预制块前，对局部坑洞处应预先采用混凝土或浆砌片石填补平整。

2 浆砌块石、片石、卵石护坡应采取坐浆法施工，预制块应错缝砌筑；护坡面应平顺，并与相邻坡面顺接。

3 砂浆初凝后，应立即进行养护；砂浆终凝前，砌块应覆盖。

19.4.3 护面墙施工应符合下列规定：

1 护面墙施工前，应清除边坡风化层至新鲜岩面；对风化迅速的岩层，清挖到新鲜岩面后应立即修筑护面墙。

2 护面墙背应与坡面密贴，边坡局部凹陷处，应挖成台阶后用混凝土填充或浆砌片石嵌补。

3 坡顶护面墙与坡面之间应按设计要求做好防渗处理。

19.4.4 喷浆或喷射混凝土防护施工应符合下列规定：

1 喷护前应采取措施对泉水、渗水进行处治，并按设计要求设置泄水孔，排、防积水。

2 施工作业前应进行试喷，选择合适的水灰比和喷射压力；喷射顺序应自下而上进行。

3 砂浆或混凝土初凝后，应立即开始养护，喷浆养护期不应少于 5d，喷射混凝土养护期不应少于 7d。

4 应及时对喷浆或混凝土层顶部进行封闭处理。

19.4.5 绿化防护施工应符合下列规定：

1 种草施工，草籽应撒布均匀，同时做好保护措施。

2 灌木、树木应在适宜季节栽植。

3 客土喷播施工所喷播植草混合料中植生土、土壤稳定剂、水泥、肥料、混合草籽和水等的配合比应根据边坡坡率、地质情况和

当地气候条件确定，混合草籽用量每 1000m² 不宜少于 25kg；在气温低于 12℃时不宜喷播作业。

4 铺、种植被后，应适时进行洒水、施肥等养护管理，植物成活率应达到 90%以上；养护用水不应含油、酸、碱、盐等有碍草木生长的成分。

河南省工程勘察设计行业协会发布

20 排水工程

20.1 一般规定

20.1.1 边坡工程排水应包括地表坡面排水、地下排水和减少坡面水下渗等措施。坡面排水、地下排水与减少坡面雨水下渗措施宜统一考虑，并形成相辅相成的排水、防渗体系。

20.1.2 地表坡面排水应根据汇水面积、降雨强度、历时和径流方向等进行整体规划和布置。边坡影响区内、外的坡面和地表排水系统宜分开布置，自成体系。

20.1.3 地下排水措施宜根据边坡水文地质和工程地质条件选择，当其在地下水位以上时应采取措施防止渗漏。当边坡地质结构为上粗下细、上土下岩时，宜在接触面处设置长缓排水管，有效排出坡体内渗水。

20.1.4 边坡工程的临时性排水设施，应满足坡面水流如季节性暴雨、地下水和施工用水等的排放要求，有条件时应结合边坡工程的永久性排水措施进行。

20.1.5 边坡排水应满足使用功能要求、排水结构安全可靠、便于施工、检查和养护维修。

20.2 坡面排水

20.2.1 地表坡面排水设施应包括截水沟、排水沟、跌水与急流槽等，应结合地形和天然水系进行布设，并作好进出水口的位置选择。应采取措施防止截排水沟出现堵塞、溢流、渗漏、淤积、冲刷和冻结等现象。

20.2.2 地表坡面排水设施的位置、数量和断面尺寸应根据地形条件、降雨强度、历时、分区汇水面积、坡面径流量和坡体内渗出的水量等因素计算分析确定。各类坡面排水沟顶应高出沟内设计水面200mm以上。

20.2.3 某设计频率下的地表汇水量计算，可按下列公式确定：

$$Q_p = 0.278\Phi S_p F / t^n \quad (20.2.3)$$

式中： Q_p ——某设计频率下地表水汇流量（ m^3/s ）；

Φ ——径流系数，具体取值数据可按《水土保持工程设计规范》GB 51018 规定选取；

S_p ——设计降雨强度（ mm/h ），可按当地雨量站或经检验的水文手册图表选取和计算；

F ——汇水面积（ km^2 ）；

τ ——流域汇流时间（ h ）；

n ——降雨强度衰减系数。

20.2.4 排水沟（管）的设计径流量可按下式计算：

$$Q = vA_g \quad (20.2.4)$$

式中： Q ——设计径流量（ m^3/s ）；

v ——沟（管）内的平均流速（ m/s ）；

A_g ——设计过水断面面积（ m^2 ）。

20.2.5 排水沟（管）的平均流速可按下式计算：

$$v = R^{2/3} i^{1/2} / n \quad (20.2.5)$$

式中： v ——沟（管）内的平均流速（ m/s ）；

R ——水力半径（ m ），即： $R=A_g/\rho$ ；

i ——水力坡度，可取用沟或管的底坡；

n ——沟壁或管壁的粗糙系数，宜按表 20.2.5 确定；

A_g ——设计过水断面面积（ m^2 ）；

ρ ——过水断面湿周（ m ）。

表 20.2.5 排水沟管粗糙系数取值表

管渠类别	粗糙系数 n_s	管渠类别	粗糙系数 n_s
UPVC 管、聚乙烯管（PE）、玻璃钢管、波纹管	0.009~0.01	浆砌砖渠道	0.015
石棉水泥管、钢管	0.012	浆砌块石渠道	0.017
陶土管、铸铁管	0.013	干砌块石渠道	0.020~0.025
混凝土管、钢筋混凝土管、水泥砂浆抹面渠道	0.013~0.014	土明渠（包括带草皮）	0.025~0.030

20.2.6 截、排水沟设计应符合下列规定：

1 坡顶截水沟宜结合地形进行布置，且距挖方边坡坡口或潜在塌滑区后缘不应小于 5m；填方边坡上侧的截水沟距填方坡脚的距离不宜小于 2m；在多雨地区可设一道或多道截水沟。

2 需将截水沟、边坡附近低洼处汇集的水引向边坡范围以外时，应设置排水沟。

3 截、排水沟的底宽和顶宽不宜小于 500mm，可采用梯形断面或矩形断面，其沟底纵坡不宜小于 0.3%，排水沟纵坡大于 5%或局部高差较大时，应设置消能和防冲措施。

4 截、排水沟需进行防渗处理；砌筑砂浆强度等级不应低于 M7.5，块石、片石强度等级不应低于 MU30，现浇混凝土或预制混凝土强度等级不应低于 C25。

5 当截、排水沟出水口处的坡面坡度大于 10%、水头高差大于 1.0m 时，可设置跌水和急流槽将水流引出坡体或引入排水系统。

20.3 地下排水

20.3.1 在设计地下排水设施前应查明场地水文地质条件，获取设计、施工所需的水文地质参数。

20.3.2 边坡地下排水设施包括渗流沟、排水软管、仰斜式排水孔和泄水孔、排水洞，排水盲沟、集水井等或以上组合措施。地下排水设施的类型、位置及尺寸应根据工程地质和水文地质条件确定，并与坡面排水设施相协调。

20.3.3 渗沟设计应符合下列规定：

1 对于地下水埋藏浅或无固定含水层的土质边坡宜采用渗流沟排除坡体内的地下水。

2 边坡渗沟应垂直嵌入边坡坡体，其基底宜设置在含水层以下较坚实的土层上；寒冷地区的渗流沟出口，应采取防冻措施；其平面形状宜采用条带形布置；对范围较大的潮湿坡体，可采用增设支沟，按分岔形布置或拱形布置。

3 渗沟侧壁及顶部应设置反滤层，底部应设置封闭层；渗流沟迎水侧可采用砂砾石、无砂混凝土、渗水土工织物作反滤层。

20.3.4 仰斜式排水孔和泄水孔设计应符合下列规定：

1 用于引排边坡内地下水的仰斜式排水孔的仰角不宜小于 6° ，长度应伸至地下水富集部位或潜在滑动面，并宜根据边坡渗水情况成群分布。

2 仰斜式排水孔和泄水孔排出的水宜引入排水沟予以排除，其最下一排的出水口应高于地面或排水沟设计水位顶面，且不应小于 200mm。

3 仰斜式泄水孔其边长或直径不宜小于 100mm、外倾坡度不宜小于 5%、间距宜为 2m~3m，并宜按梅花形布置；在地下水较多或有大股水流处，应加密设置。

4 在泄水孔进水侧应设置反滤层或反滤包；反滤层宜采用袋装砂夹砾石（卵石）、土工合成材料、无砂混凝土块或其他新型材料。反滤层厚度不应小于 500mm，反滤包尺寸不应小于 500mm×500mm×500mm，反滤层和反滤包的顶部和底部应设厚度不小于 300mm 的黏土隔水层。

5 当墙背为膨胀土时，反滤层厚度不应小于 0.5m。反滤层的顶部和最低一排泄水孔的进水口下部应设置隔水层。

20.4 施工

20.4.1 边坡排水设施施工前，宜先完成临时排水设施；施工期间，应对临时排水设施进行维护，保证排水畅通。

20.4.2 截水沟和排水沟施工应符合下列规定：

1 截水沟和排水沟采用浆砌块石、片石时，砂浆应饱满，沟底表面粗糙。

2 截水沟和排水沟的水沟线形要顺，转弯处宜为弧线形。

20.4.3 渗流沟施工应符合下列规定：

1 边坡上的渗流沟宜从下向上分段间隔开挖，开挖作业面应根据土质选用合理的支撑形式，并应随挖随支撑、及时回填，不可暴露太久。

2 渗流沟渗水材料顶面不应低于坡面原地下水位；在冰冻地区，渗流沟埋置深度不应小于当地最小冻结深度。

3 在渗流沟的迎水面反滤层应采用颗粒大小均匀的碎、砾石分层填筑；土工布反滤层采用缝合法施工时，土工布的搭接宽度应大于 100mm；铺设时应紧贴保护层，不宜拉得过紧。

4 渗流沟底部的封闭层宜采用浆砌片石或干砌片石水泥砂浆勾缝。

20.4.4 排水孔施工应符合下列规定：

1 仰斜式排水孔成孔直径宜为 75mm~150mm，仰角不应小于 6°，孔深应延伸至富水区。

2 仰斜式排水管直径宜为 50mm~100mm，渗水孔宜采用梅花形排列，渗水段裹 1 层~2 层无纺土工布，防止渗水孔堵塞。

3 边坡防护工程上的泄水孔可采取预埋 PVC 管等方式施工，管径不宜小于 50mm，外倾坡度不宜小于 0.5%。宜采用具有反滤功能的排水软管。

21 坡顶有重要建(构)筑物的边坡工程

21.1 一般规定

21.1.1 本章适用于抗震设防烈度为 7 度及 7 度以下地区、建（构）筑物位于岩土质边坡塌滑区、土质边坡 1 倍边坡高度和岩质边坡 0.5 倍边坡高度范围的边坡工程。

21.1.2 坡顶邻近有重要建（构）筑物时应进行边坡的稳定性设计和变形控制设计。坡顶邻近有建（构）筑物时，应根据其重要性、对变形的适应能力和岩土性状等因素，按当地经验确定边坡支护结构的变形允许值，并应采取主动加固措施避免边坡支护结构过大变形。坡顶有建构物时的边坡支护类型见表 21.1.2。

表 21.1.2 坡顶有重要建构物时的边坡支护结构常用形式

条件 支护结构	边坡环境条件	边坡高度 H (m)	边坡工程 安全等级	备注
锚杆挡墙	场地狭窄，坡顶有建（构）筑物需要保护，填方区	$H \leq 10$	一、二级	土质边坡、土岩组合边坡、岩质边坡对挡墙变形有较高要求的边坡，宜采用预应力锚杆
预应力复合土钉墙	挖方区	一般小于 15	二级	可较好控制边坡变形
格构锚杆（索）	挖方区	土质边坡， $H \leq 15$ 岩质边坡， $H \leq 30$	一、二级	土质边坡、土岩组合边坡、岩质边坡对挡墙变形有较高要求的边坡，宜采用预应力锚杆
桩板墙或双排桩	场地狭窄，坡顶有建（构）筑物需要保护，挖方区	悬臂式， $H \leq 15$ 土质边坡， $H \leq 15$ 岩质边坡， $H \leq 30$	一、二级	当边坡变形要求较高及环境条件要求较高时
桩锚板	场地狭窄，坡顶有建（构）筑物需要保护，挖方区	$H \leq 25$	一级	当边坡变形及环境条件要求较高时
联合支护			一、二级	当边坡较高时

21.1.3 对坡顶有重要建（构）筑物的下列边坡应优先采用桩板墙、双排桩、桩锚板等刚度较高的支护结构：

- 1 建（构）筑物基础置于塌滑区内的边坡。
- 2 存在外倾软弱结构面或坡体软弱、开挖后稳定性较差的边坡。
- 3 建（构）筑物及管线等对变形控制有较高要求的边坡。
- 4 采用其他支护方案在施工期可能降低边坡稳定性的边坡。

21.1.4 对坡顶邻近建（构）筑物、道路及管线等可能引发较大变形或危害的边坡工程在施工图设计阶段开始监测并采取设计和施工措施。

21.2 设计计算

21.2.1 坡顶有重要建（构）筑物的边坡工程设计应符合下列规定：

1 应调查建（构）筑物的结构形式、基础平面布置、基础荷载、基础类型、埋置深度、建（构）筑物的开裂及场地变形以及地下管线等现状情况。

2 应根据基础方案、构造做法和基础到边坡的距离等因素，考虑建筑物基础与边坡支护结构的相互影响。

3 应考虑建筑物基础传递的垂直荷载、水平荷载和弯矩等对边坡支护结构强度和变形的影响，并应对边坡稳定性进行验算。

4 应考虑边坡变形对地基承载力和基础变形的不利影响，并应对建筑物基础和地基稳定性进行验算。

5 边坡支护结构距建（构）筑物基础外边缘的最小安全距离应满足坡顶建筑（构）物抗倾覆、基础嵌固和传递水平荷载等要求，其值应根据设防烈度、边坡的稳定性、边坡岩土构成、边坡高度和建筑高度等因素并结合地区工程经验综合确定；不满足时应根据工程和现场条件采取有效加固措施。

6 对于有外倾结构面的岩质边坡以及土质边坡，边坡开挖后不应使建（构）筑物的基础置于有临空且有外倾软弱结构面的岩体上和稳定性极差的土质边坡上。

21.2.2 边坡与坡顶建（构）筑物同步设计的边坡工程及坡顶新建建

(构) 筑物的既有边坡工程应符合下列规定:

1 应避免坡顶重要建(构)筑物产生的垂直荷载直接作用在边坡潜在塌滑体上;应采取桩基础、加深基础、增设地下室或降低边坡高度等措施,将建(构)筑物的荷载直接传至边坡潜在破裂面以下足够深度的稳定岩土层内。

2 新建建(构)筑物的基础设计、边坡支护结构距建(构)筑物基础外边缘的距离应满足本标准第 3.4.4 条的相关规定。

3 应考虑建(构)筑物基础施工过程引起的地下水变化对边坡稳定性的影响。

4 新建建(构)筑物的部分荷载作用于原有边坡支护结构使其安全度和耐久性不满足要求时,应按 GB 50843 的要求进行加固处理。

21.2.3 无外倾结构面的岩质边坡坡顶有重要建(构)筑物时,可按表 21.2.3 确定支护结构上的侧向岩土压力。

表 21.2.3 侧向岩土压力取值

坡顶重要建(构)筑物基础位置		侧向岩土压力取值
土质 边坡	$a < 0.5H$	E_0
	$0.5H \leq a < 1.0H$	$E'_a = E_0 + E_a$
	$a > 1.0H$	E_a
岩质 边坡	$a < 0.5H$	$E'_a = \beta_1 E_a$
	$a \geq 0.5H$	E_a

注: 1 E_a ——主动岩土压力合力, E'_a ——修正主动岩土压力合力, E_0 ——静止土压力合力;

2 β_1 ——主动岩石压力修正系数;

3 a ——坡脚线到坡顶重要建(构)筑物基础外边缘的水平距离;

4 对多层建筑物,当基础浅埋时 H 取边坡高度;当基础埋深较大时,若基础周边与岩土间设置摩擦小的软性材料隔离层,能使基础垂直荷载传至

边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内且其水平荷载对边坡不造成较大影响，则 H 可从隔离层下端算至坡底；否则 H 仍取边坡高度；

- 5 对高层建筑物应设置钢筋混凝土地下室，并在地下室侧墙临边坡一侧设置散体材料隔离层，使建筑物基础的水平荷载不传给支护结构，并应将建筑物垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内时， H 可从地下室底标高算至坡底；否则 H 仍取边坡高度。

21.2.4 岩质边坡主动岩石压力修正系数 β_1 ，可根据边坡岩体类别按表 21.2.4 确定。

表 21.2.4 主动岩石压力修正系数 β_1

边坡岩体类型	I	II	III	IV
主动岩石压力修正系数 β_1	1.30		1.30~1.45	1.45~1.55

注：1 坡顶有重要既有建（构）筑物对边坡变形控制要求较高时取大值；

2 对临时性边坡及基坑边坡取小值。

21.2.5 坡顶有重要建（构）筑物的有外倾结构面的岩质边坡，侧压力修正应符合下列规定：

1 对有外倾结构面的类土质边坡和岩质边坡，其侧压力修正值应按本标准第 21.2.4 条计算后乘以 1.30 的增大系数，并按本标准第 21.2.3 条分别计算并取两个计算结果的最大值。

2 对有外倾结构面的岩质边坡，其侧压力修正值应按本标准第 5.3.1 条和本标准第 5.3.2 条计算并乘以 1.15 的增大系数，应按本标准第 21.2.3 条分别计算并取两个计算结果的最大值。

21.2.6 采用锚杆挡墙的岩土质边坡侧压力设计值应按本章规定计算的岩土侧压力修正值和本标准第 14.2.4 条计算的岩土侧压力修正值两者中的大值确定。

21.2.7 对支护结构变形控制有较高要求时，可按本标准第 21.2.3~21.2.5 条确定边坡侧压力修正值。

21.2.8 当岩质边坡塌滑区或土质边坡 1 倍坡高范围内有建（构）筑物基础传递较大荷载时，除应验算边坡工程的整体稳定性外，还应

加长锚杆，使锚固段锚入边坡塌滑区以外不应少于 3-5m，宜采用长短相间的设置方法。

21.2.9 在已建挡墙坡脚新建建（构）筑时，其基础及地下室等宜与边坡有一定的距离，避免对边坡稳定造成不利影响，否则应采取措施处理。

21.2.10 位于边坡坡顶的挡墙及建（构）筑物基础应按国家现行有关规范的规定进行局部稳定性验算。

21.3 构造要求

21.3.1 支护结构采用混凝土结构时，混凝土强度等级不应低于 C30。

21.3.2 在已有边坡坡顶新建重要建（构）筑物时，穿越边坡滑塌体及软弱结构面高度范围的新建重要建（构）筑物基础周边与岩土间应设有摩擦小的软性材料隔离层，使基础垂直荷载传递至边坡破裂面及软弱结构面以下足够深度的稳定岩土层内。

21.3.3 穿越边坡滑塌体及软弱结构面的桩基础经隔离处理后，应按国家现行相关标准的规定加强基础结构配筋及基础节点构造，桩身最小配筋率不宜小于 0.60%。

21.3.4 边坡支护结构及其锚杆的设置应注意避免与坡顶建筑结构及其基础相碰。

21.3.5 当边坡开挖需要降水时，应考虑降水、排水对坡顶建筑物、道路、管线及边坡可能产生的不利影响，设计时应明确提出有关技术要求和保护措施。

21.4 施工

21.4.1 边坡工程施工应采用信息法施工，施工过程中应对边坡工程及坡顶建（构）筑物进行实时监测，及时了解和分析监测信息，对可能出现的险情应制定防范措施和应急预案。施工中发现与勘察、设计不符或者出现异常情况时，应停止施工作业，并及时向建设、勘察、施工、监理、监测等单位反馈，研究解决措施。

21.4.2 施工前应根据现场实际情况作好地表截排水措施。采用逆作

法施工的边坡，在上层边坡支护完成后方可进行下一层的开挖，并应及时支护，避免长时间暴露。

21.4.3 稳定性较差的边坡开挖方案应按不利工况进行边坡稳定和变形验算，当开挖的边坡稳定性不满足要求时，应采取措施增强施工期边坡稳定性。

21.4.4 当水钻成孔可能诱发边坡和周边环境变形过大等不良影响时，应采用无水成孔法。

河南省工程勘察设计行业协会发布

22 滑坡防治工程

22.1 一般规定

22.1.1 工程滑坡按其活动特点分为牵引式滑坡和推移式滑坡。

22.1.2 在滑坡区或潜在滑坡区进行工程建设和滑坡整治时应以防为主，防治结合，先治坡，后建房。应根据滑坡特性采取治坡与治水相结合的措施，合理有效地综合整治滑坡。

22.1.3 当滑坡体上有重要建（构）筑物时，滑坡防治在确保滑体整体稳定的同时，应选择有利于减小坡体变形的方案，避免危及建（构）筑物安全和保证其正常使用功能。

22.1.4 滑坡防治方案除应满足滑坡整治稳定性要求外，同时应重点考虑支护结构与相邻建（构）筑物基础的关系。在主滑段进行工程建设时，建（构）筑物基础宜采用桩基础等方案，并应满足 21.2 条相关稳定性计算。

22.2 滑坡防治工程设计

22.2.1 工程滑坡治理应考虑滑坡类型、工程地质和水文地质条件、剩余下滑力大小、坡上建（构）筑物和施工影响等因素，采取下列工程措施进行综合治理：

1 支护：滑坡整治时应根据滑坡重要性等级、稳定情况、滑坡剩余推力大小岩土性状等因素采用抗滑桩、桩锚板等支护结构。滑坡支护设置应保证滑体不从支护结构顶部越过、桩间挤出和产生新的深层滑动。常见的支护方案见表 22.2.1。

2 减载：土方减载应在滑坡的主滑段实施。

3 反压：反压土方应设置在滑坡前缘抗滑段区域，可采用土石回填或加筋土反压以提高滑坡的稳定性；同时应加强反压区地下水引排。

4 排水系统设置：根据工程地质、水文地质、暴雨、洪水和防治方案等条件，采取有效的地表排水和地下排水措施；可采用在滑坡后缘外设置环形截水沟、滑坡体上设分级排水沟、裂隙封填以及坡面封闭等措施，排放地表水，防止暴雨和洪水对滑体和滑面的浸

蚀软化；必要时可通过设置地下横、纵向排水盲沟、廊道和仰斜式排水孔等措施，疏排滑体及滑带水。

表 22.2.1 滑坡常用支护结构形式

条件 支护结构	边坡环境条件	边坡高度 H (m)	边坡工程 安全等级	备注
锚杆挡墙	场地狭窄，坡顶有建（构）筑物需要保护	$H \leq 10$	一、二级	土质边坡、土岩组合边坡、岩质边坡对挡墙变形有较高要求的边坡，宜采用预应力锚杆
格构锚杆（索）	挖方区	土质边坡， $H \leq 15$ 岩质边坡， $H \leq 30$	一、二级	土质边坡、土岩组合边坡、岩质边坡对挡墙变形有较高要求的边坡，宜采用预应力锚杆
桩板墙	场地狭窄，坡顶有建（构）筑物需要保护，挖方区	悬臂式， $H \leq 15$ 土质边坡， $H \leq 15$ 岩质边坡， $H \leq 30$	一、二级	当边坡变形要求较高及环境条件要求较高时
桩锚板	场地狭窄，坡顶有建（构）筑物需要保护，挖方区	$H \leq 25$	一、二级	当边坡变形及环境条件要求较高时
联合支护				当存在多级滑体时

22.2.2 工程滑坡稳定性分析应按本标准 4.5 节有关规定执行。

22.2.3 滑坡治理设计及计算应符合下列规定：

1 滑坡计算应考虑滑坡自重、滑坡体上建（构）筑物等的附加荷载、地下水及洪水的静水压力和动水压力以及地震作用等的影响，取荷载效应的最不利组合值作为滑坡的设计控制值。

2 滑坡滑面（带）的强度指标应考虑岩土性质、滑坡的变形特征及含水条件等因素，根据试验值、反算值和地区经验值等综合分析确定。

3 滑坡稳定性分析计算剖面不宜少于 3 条，其中应有一条是主轴（主滑方向）剖面，剖面间距不宜大于 30m。

4 作用在抗滑支护结构上的滑坡推力分布，可根据滑体性质和高度等因素确定为三角形、矩形或梯形。

5 当滑体具有多层滑面时，应分别计算各滑动面的剩余滑坡推力，取滑坡推力作用效应（对支护结构产生的弯矩或剪力）最大值作为设计值。

6 进行施工期的稳定性计算。

7 提出涉及危大工程的部位、环节及有关应对措施。

22.3 施工

22.3.1 工程滑坡治理应采用信息法施工。

22.3.2 工程滑坡治理各单项工程的施工程序应有利于施工期滑坡的稳定和治理。

22.3.3 滑坡区地段的工程切坡应自上而下、分段跳槽方式施工，严禁通长大断面开挖。开挖弃渣不得随意堆放在滑坡的推力段，以免诱发坡体滑动或引起新的滑坡。

22.3.4 推移式滑坡施工，开挖应自上而下有序进行，并应保持两侧边坡的稳定，弃土、弃渣的堆填不得导致滑坡体产生附加变形或破坏发生。牵引式滑坡施工，有条件情况下反压滑坡前缘坡脚，加强位移监测，待稳定后方可自上而下开挖一级防护一级施工锚索、锚杆等加固措施，抗滑桩应分节开挖，分节不宜太高，不得在土石层变化处和滑面处分节，挖一节立即支护一节。

22.3.5 工程滑坡治理开挖不宜在雨期实施，在雨期施工时应做好水的排导和防治工作。

22.3.6 工程滑坡治理不宜采用普通爆破法施工。

22.3.7 工程滑坡的抗滑桩应从滑坡两端向主轴方向分段间隔施工，开挖中应核实滑动面位置和性状，当与原勘察设计不符时应及时向相关部门反馈信息。

23 施工组织与管理

23.1 一般规定

23.1.1 边坡工程施工前，应根据安全等级、边坡工程环境、工程地质和水文地质条件、支护结构类型和变形控制要求等条件编制边坡工程专项施工方案，采取合理、可行、有效措施保证施工安全。专项施工方案内容应包括：支护结构、边坡工程排水与坡面防护、岩土开挖等施工技术参数，边坡工程施工工艺流程，边坡工程施工工艺和施工方法，边坡工程施工安全技术措施，应急预案，工程监测要求等。

23.1.2 边坡岩土开挖施工，应符合下列规定：

1 边坡开挖时，应由上至下依次进行；边坡开挖严禁下部掏挖、无序开挖；未经设计确认严禁大面积开挖、爆破。

2 土质边坡开挖时，应采取排水措施，坡面及坡脚不得积水。

3 岩质边坡开挖爆破施工应采取避免边坡及邻近建（构）筑物震害的工程措施。

4 边坡开挖后应及时进行防护处理，随挖随支，并应采取封闭措施或进行支护结构施工，严禁一挖到底。

5 坡肩及边坡稳定影响范围内的堆载，不得超过设计荷载限值。

23.1.3 土石方开挖后不稳定或欠稳定的边坡，应根据边坡的地质特征和可能发生的破坏方式等情况采取由上至下、分段跳槽、及时支护的逆作法或部分逆作法施工。

23.1.4 挡墙支护施工时应设置排水系统；挡墙的换填地基应分层铺筑、夯实。

23.1.5 锚杆（索）施工时，不得损害支护结构及构件以及邻近建（构）筑物地基基础。

23.1.6 喷锚支护施工的坡体泄水孔及截水、排水沟的设置应采取防渗措施。锚杆张拉和锁定合格后，对永久锚杆的锚头应进行密封和防腐处理。

23.1.7 抗滑桩应从滑坡两端向主轴方向分段间隔跳桩施工。桩纵筋的接头不得设在土岩分界处和滑动面处，桩身混凝土应连续浇筑。

23.1.8 边坡工程的临时性排水措施应满足地下水、暴雨和施工用水等的排放要求，有条件时宜结合边坡工程的永久性排水措施进行。

23.1.9 边坡工程施工应采用信息法施工。

23.1.10 边坡工程施工应进行水土流失、噪声及粉尘控制等的环境保护。

23.1.11 边坡工程施工除应符合本章规定外，尚应符合本标准其他有关章节及 GB 50201 的相关规定。

23.2 施工组织设计

23.2.1 边坡工程的施工组织设计应包括下列基本内容：

1 工程概况

边坡环境及邻近建（构）筑物基础概况、场区地形、工程地质与水文地质特点、施工条件、边坡支护结构特点、必要的图件及技术难点分析。

2 施工组织管理

组织机构图及职责分工，规章制度及落实合同工期。

3 施工准备

熟悉设计图、技术准备、施工所需的设备、材料进场、劳动力等计划。

4 施工部署

平面布置，边坡施工的分段分阶、施工程序。

5 施工方案

土石方及支护结构施工方案、附属构筑物施工方案、试验与监测。

6 施工进度计划

采用流水作业原理编制施工进度、网络计划及保证措施。

7 质量保证体系及措施

8 安全管理及文明施工

9 应急管理措施

23.2.2 采用信息法施工的边坡工程施工组织设计应反映信息法施工的特殊要求。

23.3 信息法施工

23.3.1 信息法施工的准备工作的应包括下列内容：

1 熟悉地质及环境资料，重点了解影响边坡稳定性的地质特征和边坡破坏模式。

2 了解边坡支护结构的特点和技术难点，掌握设计意图及对施工的特殊要求。

3 了解坡顶需保护的重要建（构）筑物基础、结构和管线情况及其要求，必要时采取预加固措施。

4 收集同类边坡工程的施工经验。

5 参与制定和实施边坡支护结构、邻近建（构）筑物和管线的监测方案。

6 制定应急预案。

23.3.2 信息法施工应符合下列规定：

1 按设计要求实施监测，掌握边坡工程监测情况。

2 编录施工现场揭示的地质状态与原地质资料对比变化图，为施工勘察提供资料。

3 建立信息反馈制度，当开挖后的实际地质情况与原勘察资料变化较大，支护结构变形较大，监测值达到报警值等不利于边坡稳定的情况发生时，应及时向设计、监理、业主通报。

4 并根据设计处理措施调整施工方案。

5 施工过程中出现险情时应按本标准第 23.5 节要求进行处理。

23.4 土石方开挖与爆破施工

23.4.1 岩石边坡开挖爆破施工应采取避免边坡及邻近建（构）筑物震害的工程措施。

23.4.2 当地质条件复杂、边坡稳定性差、爆破对坡顶建（构）筑物震害较严重时，不应采用爆破开挖方案。

23.4.3 边坡爆破施工应符合下列规定：

- 1 在爆破危险区应采取安全保护措施。
 - 2 爆破前应对爆破影响区建(构)筑物的原有状况进行查勘记录, 并布设好监测点。
 - 3 爆破施工应符合本标准第 23.2 节要求; 当边坡开挖采用逆作法时, 爆破应配合放阶施工; 当爆破危害较大时, 应采取控制爆破措施。
 - 4 支护结构坡面爆破宜采用光面爆破法; 爆破坡面宜预留部分岩层采用人工挖掘修整。
 - 5 爆破施工技术尚应符合国家现行有关标准的规定。
- 23.4.4** 爆破影响区有建筑物时, 爆破产生的地面质点震动速度应按表 23.4.4 确定。

表 23.4.4 爆破安全允许震动速度

保护对象类别	安全允许震动速度 (cm/s)		
	<10Hz	10Hz~50Hz	50Hz~100Hz
土坯房、毛石房屋	0.5~1.0	0.7~1.2	1.1~1.5
一般砖房、非抗震的大型砌块建筑	2.0~2.5	2.3~2.8	2.7~3.0
混凝土结构房屋	3.0~4.0	3.5~4.5	4.2~5.0

注: Hz——赫兹, 频率符号。

23.4.5 对稳定性较差的边坡或爆破影响范围内坡顶有重要建筑物的边坡, 爆破震动效应应通过试爆试验确定。

23.5 施工险情应急处理

23.5.1 当边坡变形过大, 变形速率过快, 周边环境出现沉降开裂等险情时, 应暂停施工, 查找原因, 并根据险情状况采用下列应急处理措施:

- 1 坡底被动区临时反压。
- 2 坡顶主动区卸土减载, 并应严格控制卸载程序。
- 3 做好临时排水、封面处理。
- 4 临时加固支护结构。
- 5 加强险情区段监测。

6 立即向勘察、设计等单位反馈信息，及时按施工现状开展勘察及设计资料复审工作。

23.5.2 边坡施工出现险情时，施工单位应做好边坡支护结构及边坡环境异常情况收集、整理、汇编等工作。

23.5.3 边坡施工出现险情后，施工单位应会同相关单位查清险情原因，并按边坡排危抢险方案的原则制定施工抢险方案。

23.5.4 施工单位应根据施工抢险方案及时开展边坡工程抢险工作。

河南省工程勘察设计行业协会发布

24 监测、质量检验及验收

24.1 一般规定

24.1.1 一级边坡工程的监测应符合信息法施工要求，及时提供监测数据和报告。

24.1.2 边坡工程的监测要求应符合 GB 50330 的有关规定。

24.1.3 边坡工程应提出具体监测内容和要求。监测单位编制监测方案，经设计、监理和业主等单位共同认可后实施。

24.1.4 边坡监测工作应由两名或两名以上监测人员承担；当监测仪器测量精度与监测人员有关时，监测人员应固定不变。

24.1.5 严禁在边坡潜在塌滑区内超量堆载。

24.1.6 施工时应建立边坡工程变形观测点，进行自检观测。雨期施工时应适当加大观测的频率。

24.1.7 边坡工程施工过程中应按设计要求及 GB50330 的规定进行建筑边坡工程监测，并提供完整的建筑边坡工程监测资料。

24.1.8 边坡工程施工质量的验收除应符合本规范规定外，尚应符合 GB50300 的规定。

24.1.9 边坡工程施工应有施工组织设计和专项施工方案。

24.1.10 边坡工程施工质量控制应符合下列规定：

1 施工现场质量管理可按 GB/T51351 中附录 A 的要求进行检查记录；

2 边坡工程所用的主要材料、半成品、构(配)件等产品进入施工现场时应进行进场检验；

3 分部工程、分项工程的各工序及相关各专业工种之间均应进行交接检验，相应检验应符合 GB50300 的有关规定，并应记录；

4 每道施工工序完成后，未经监理工程师和建设单位技术负责人检查认可，不得进行隐蔽或下道工序施工。

24.1.11 边坡工程施工采用国家现行标准尚未列入的新技术、新工艺和新材料时，应由建设单位组织监理、设计、施工等单位确认专项验收要求。

24.1.12 建筑边坡工程施工质量可按单位工程、分部工程和分项工程验收。建筑边坡工程的分部、分项工程的划分可按 GB/T51351 中附录 B 的相关规定执行。

24.1.13 施工前应制定分项工程和检验批的划分方案。检验批可根据每类边坡工程的施工顺序、施工方法及质量控制等需要按工程量、分步施工高度、施工段、变形缝及岩土体性状等进行划分。

24.1.14 边坡工程未作具体规定的检验批抽样数量应符合 GB50300 和 GB50204 等的规定。

24.1.15 边坡工程所用砂、石子、水泥、钢材、预应力钢筋、锚具、石灰、粉煤灰、砌块、土工合成材料等原材料的质量应按设计文件规定的国家现行标准进行检验和验收。

24.1.16 边坡支护结构的地基和基础的施工质量检验和验收应符合 GB50202、GB/T50783 和 JGJ79 等有关专业标准的规定。

24.1.17 边坡工程施工质量验收及验收的程序和组织，应按 GB50300 的有关规定执行。

24.2 监测

24.2.1 边坡工程应由设计单位提出监测项目和要求，由建设单位委托有资质的监测单位编制监测方案。监测方案应包括监测项目、监测目的、监测方法、测点布置、监测项目报警值和信息反馈制度等内容，经设计、监理和建设单位等共同认可后实施。

24.2.2 边坡塌滑区有重要建（构）筑物的一级边坡工程施工时必须对坡顶水平位移、垂直位移、地表裂缝和坡顶建（构）筑物变形进行监测。

24.2.3 边坡工程应根据边坡安全等级按表 24.2.3 选定应测项和宜测项。

表 24.2.3 边坡工程监测项目表

测试项目	测点布置位置	边坡工程安全等级		
		一级	二级	三级
坡顶水平位移和垂直位移	支护结构顶部或预估支护结构变形最大处	应测	应测	应测
地表裂缝	墙顶背后 $1.0H$ (岩质) ~ $1.5H$ (土质) 范围内	应测	应测	宜测
坡顶建(构)筑物变形	边坡坡顶建筑物基础、墙面和整体倾斜	应测	应测	宜测
降雨、洪水与时间关系	—	应测	应测	宜测
锚杆(索)拉力	外锚头或锚杆主筋	应测	宜测	宜测
支护结构变形	主要受力构件	应测	宜测	宜测
支护结构应力	应力最大处	宜测	宜测	宜测
地下水、渗水与降雨关系	出水点	应测	宜测	宜测

注：1 在边坡塌滑区内有重要建(构)筑物，破坏后果严重时，应加强对支护结构的应力监测；

2 H ——边坡高度(m)。

24.2.4 边坡工程监测网点布置、监测精度应符合下列要求。

表 24.2.4 监测点布置和监测精度

监测项目	测点布置位置	监测精度	布置要求
桩顶水平位移和沉降	支护结构顶部、预估支护结构或坡顶变形最大处。应在每一典型边坡段的支护结构顶部设置不少于3个监测点的观测网	测点坐标中误差 3.0mm、测站高差中误差 0.5mm	间距 30m~50m
地表裂缝、错位	墙顶背后 $1.0H$ (岩质)、 $1.5H$ (土质) 范围内	0.5mm	代表性位置，每条主裂缝不少于1点
坡顶建(构)筑物变形	边坡坡顶建(构)筑物基础、墙面	参照现行行业标准《建筑变形测量规范》JGJ 8	建(构)筑物的中部、角位、每栋不少于4点
管线位移	节点、转角、变形曲率较大位置，地质条件较差	测量坐标中误差 3.0mm、测站高	间距 25m~50m

监测项目	测点布置位置	监测精度	布置要求
	部位	差中误差 0.5mm	
锚杆拉力	典型剖面处的外锚头或锚杆主筋	0.5%FS	非预应力锚杆不少于总数的3%、预应力锚杆不少于总数的5%，且不少于3根
支护结构变形	典型剖面、主要受力构件	测点坐标中误差 3.0mm、测站高差中误差 0.5mm	间距 30m~50m
支护结构内力	内力最大处	0.5%FS	代表性剖面
深层水平位移	边坡主轴断面，宜在位移监测剖面上	0.25mm/m	孔间距 20m~50m
地下水位	边坡主轴断面、渗水点	10.0mm	孔间距 50m~75m

注：1 H ——边坡高度（m）；

2 在边坡塌滑区内有重要建（构）筑物，破坏后果严重时，应加强对支护结构的内力监测；

3 边坡工程安全等级越高，监测点数量、密度越大；一般土质边坡的监测点数量高于岩质边坡。

24.2.5 监测频率宜根据边坡稳定性状态结合边坡岩土体类别、边坡工程安全等级、施工进度、边坡高度等制定。边坡工程施工初期，监测宜每天一次，且应根据地质环境复杂程度、周边建（构）筑物、管线对边坡变形敏感程度、气候条件和监测数据调整监测时间及频率。监测过程中应根据各监测项目变化速率的发展趋势，动态调整监测频率，当出现险情时应加强监测。

24.2.6 边坡工程施工期间，施工方应每 1d~2d 人工巡视检查一次。巡视检查以目测为主，配备必要的工具以及影像记录设备，做好记录。大雨、台风等恶劣天气结束后应及时巡视检查。

24.2.7 边坡工程竣工后应进行运行期监测，竣工后的监测时间应大于 2 年。监测宜每月一次，监测过程中应动态调整，雨期、台风期间应适时加密监测频率，早期可降低监测频率。

24.2.8 地表位移监测可采用 GPS 法和大地测量法，可辅以电子水准仪进行水准测量。在通视条件较差的环境下，采用 GPS 监测为主；在通视条件较好的情况下采用大地测量法。边坡变形监测与测量精度应符合 GB 50026 的有关规定。

24.2.9 应采取有效措施监测地表裂缝、位错等变化。监测精度对于岩质边坡分辨率不应低于 0.50mm、对于土质边坡分辨率不应低于 1.00mm。

24.2.10 边坡工程施工过程中及监测期间遇到下列情况时应及时预警，并采取相应的应急措施：

1 有软弱外倾结构面的岩土边坡支护结构坡顶有水平位移迹象或支护结构受力裂缝有发展；无外倾结构面的岩质边坡或支护结构构件的最大裂缝宽度达到国家现行相关标准的允许值；土质边坡支护结构坡顶的最大水平位移已大于边坡开挖深度的 3/1000 或 30mm，以及其水平位移速度已连续 3d 大于 2mm/d。

2 土质边坡坡顶邻近建筑物的累计沉降、不均匀沉降或整体倾斜已大于 GB 50007 规定允许值的 80%，或建筑物的整体倾斜度变化速度已连续 3d 每天大于 0.00008。

3 坡顶邻近建筑物出现新裂缝、原有裂缝有新发展。

4 支护结构中有重要构件出现应力骤增、压屈、断裂、松弛或破坏的迹象。

5 边坡底部或周围岩土体已出现可能导致边坡剪切破坏的迹象或其他可能影响安全的征兆。

6 根据当地工程经验判断已出现其他必须报警的情况。

24.2.11 对地质条件复杂的、采用新技术治理的一级边坡工程，应建立边坡工程长期监测系统。边坡工程监测系统包括监测基准网和监测点建设、监测设备仪器安装和保护、数据采集与传输、数据处理与分析、预测预报或总结等。

24.2.12 边坡工程监测报告应包括下列主要内容：

1 边坡工程概况、支护情况、地质条件等。

2 监测依据。

- 3 监测项目和要求。
- 4 监测仪器的型号、规格和标定资料。
- 5 测点布置图、监测指标时程曲线图。
- 6 监测数据整理、分析和监测结果评述。

24.3 质量检验

24.3.1 边坡支护结构的原材料质量检验应包括下列内容：

- 1 材料出厂合格证检查。
- 2 材料现场抽检。
- 3 锚杆浆体和混凝土的配合比试验，强度等级检验。

24.3.2 锚杆的质量检验应按本标准附录 F 的规定执行。

24.3.3 边坡工程施工检验，应符合下列规定：

1 采用挡土墙时，应对挡土墙埋置深度、墙身材料强度、墙后回填土分层压实系数进行检验。

2 抗滑桩、排桩式锚杆挡墙的桩基，应进行成桩质量和桩身强度检验。

3 喷锚支护锚杆应进行抗拔承载力检验、喷射混凝土厚度和强度检验。

24.3.4 灌注桩检验可采取低应变动测法、预埋管声波透射法、X 射线透视法或其他有效方法，并应符合下列规定：

1 对低应变检测结果有怀疑的灌注桩，应采用钻芯法进行补充检测；钻芯法应进行单孔或跨孔声波检测，混凝土质量与强度评定按国家现行有关标准执行。

2 对一级边坡桩，当长边尺寸不小于 2.0m 或桩长超过 15.0m 时，应采用声波透射法检验桩身完整性；当对桩身质量有怀疑时，可采用钻芯法进行复检。

3 对直径不小于 800mm 的直径，应预埋声测管，采用声波透射法检测桩身完整性。

24.3.5 支护桩的桩位偏差必须符合表 24.3.5 的规定，桩顶标高至少要比设计标高高出 0.5m。每浇注 50m³ 必须有 1 组试件，小于 50m³ 的桩，每根桩必须有 1 组试件。

表 24.3.5 灌注桩的平面位置和垂直度的允许偏差

序号	成孔方法		桩径允许偏差 (mm)	垂直度允许偏差	桩位允许偏差 (mm)
1	泥浆护壁	$D < 1000\text{mm}$	≥ 0	$\leq 1/100$	$\leq 70 + 0.01H$
		$D \geq 1000\text{mm}$	≥ 0		$\leq 100 + 0.01H$
2	套管成孔 灌注桩	$D < 500\text{mm}$	≥ 0	$\leq 1/100$	$\leq 70 + 0.01H$
		$D \geq 500\text{mm}$			$\leq 100 + 0.01H$
3	干成孔灌注桩		≥ 0	$\leq 1/100$	$\leq 70 + 0.01H$
4	人工挖孔 桩	混凝土护 壁	≥ 0	$\leq 1/200$	$\leq 50 + 0.005H$

注：1、桩径允许偏差的负值是指个别断面；
2、采用复打、反插法施工的桩，其桩径允许偏差不受上表限制；
3、 H 为施工现场地面标高与桩顶设计标高的距离， D 为设计桩径。

24.3.6 钢筋位置、间距、数量和保护层厚度可采用钢筋探测仪复检，当对钢筋规格有怀疑时可直接凿开检查。

24.3.7 喷射混凝土护壁厚度和强度的检验应符合下列规定：

- 1 可用凿孔法或钻孔法检测面板护壁厚度，每 100m^2 抽检一组；芯样直径为 100mm 时，每组不应少于 3 个点。
- 2 厚度平均值应大于设计厚度，最小值不应小于设计厚度的 80%。
- 3 混凝土抗压强度的检测和评定应符合 GB/T 50344 的有关规定。

24.3.8 边坡工程质量检测报告应包括下列内容：

- 1 工程概况；
- 2 检测主要依据；
- 3 检测方法与仪器设备型号；
- 4 检测点分布图；
- 5 检测数据分析；
- 6 检测结论。

24.4 验收

24.4.1 边坡工程验收应取得下列资料：

- 1 施工记录、隐蔽工程检查验收记录和竣工图；

- 2 边坡工程与周边建（构）筑物位置关系图；
 - 3 原材料出厂合格证、场地材料复检报告或委托试验报告；
 - 4 混凝土强度试验报告、砂浆试块抗压强度试验报告；
 - 5 锚杆抗拔试验等现场实体检测报告；
 - 6 边坡和周边建（构）筑物监测报告；
 - 7 勘察报告、设计施工图和设计变更通知、重大问题处理文件及技术洽商记录；
 - 8 各分项、分部工程验收记录。
- 24.4.2** 边坡工程验收应按 GB 50300 的有关规定执行。

河南省工程勘察设计行业协会发布

附录 A 岩质边坡的岩体分类

岩质边坡的岩体分类按附录 A 规定执行。

附录 A 岩质边坡的岩体分类

边坡 岩体类型	判定条件			
	岩体 完整程度	结构面 结合程度	结构面产状	直立边坡 自稳能力
I	完整	结构面结合 良好或一般	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	30m 高的边坡 长期稳定, 偶 有掉块
II	完整	结构面结合 良好或一般	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $27^\circ\sim 75^\circ$	15m 高的边坡 稳定, 15m~30m 高的 边坡欠稳定
	完整	结构面结合 差	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	15m 高的边坡 稳定, 15m~30m 高的 边坡欠稳定
	较完整	结构面结合 良好或一般	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	边坡出现局部 落块
III	完整	结构面结合 差	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $27^\circ\sim 75^\circ$	8m 高的边坡 稳定, 15m 高 的边坡欠稳定
	较完整	结构面结合 良好或一般	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $27^\circ\sim 75^\circ$	8m 高的边坡 稳定, 15m 高 的边坡欠稳定
	较完整	结构面结合 差	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	8m 高的边坡 稳定, 15m 高 的边坡欠稳定
	较破碎	结构面结合 良好或一般	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $>75^\circ$ 或 $<27^\circ$	8m 高的边坡 稳定, 15m 高 的边坡欠稳定
	较破碎 (碎裂镶嵌)	结构面结合 良好或一般	结构面无明显规律	8m 高的边坡 稳定, 15m 高 的边坡欠稳定
IV	较完整	结构面结合 差 或很差	外倾结构面以层面为 主, 倾角多为 $27^\circ\sim 75^\circ$	8m 高的边坡 不稳定
	较破碎	结构面结合 一般或差	外倾结构面或外倾不同 结构面的组合线倾角 $27^\circ\sim 75^\circ$	8m 高的边坡 不稳定
	破碎或极	碎块间结合	结构面无明显规律	8m 高的边坡

边坡 岩体类型	判定条件			
	岩体 完整程度	结构面 结合程度	结构面产状	直立边坡 自稳能力
	破碎	很差		不稳定

注：1 结构面指原生结构面和构造结构面，不包括风化裂隙；

2 外倾结构面系指倾向与坡向的夹角小于 30°的结构面；

3 不包括全风化基岩；全风化基岩可视为土体；

4 I类岩体为软岩，应降为II类岩体；I类岩体为较软岩且边坡高度大于 15m 时，可降为II类；

5 当地下水发育时，II、III类岩体可根据具体情况降低一档；

6 各类岩石的强风化岩应划为IV类；

7 当边坡岩体较完整、结构面结合差或很差、外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 27°~75°，结构面贯通性差时，可划为III类。

附录 B 岩土层的物理力学指标与岩体结构面的 结合程度分类

B.1 岩土层的物理力学指标见 B.1。

B.1 岩土层物理力学指标划分表

地层种类	内摩擦角	弹性模量 E_0 (kPa)	泊松比 ν
细粒花岗岩、正长岩	80°以上	5430~6900	0.25~0.30
辉绿岩、玢岩		6700~7870	0.28
中粒花岗岩		5430~6500	0.25
粗粒正长岩、坚硬白云岩		6560~7000	
坚硬石灰岩	80°	4400~10000	0.25~0.30
坚硬砂岩、大理岩		4660~5430	
粗粒花岗岩、花岗片麻岩		5430~6000	
较坚硬石灰岩	75°~80°	4400~9000	0.25~0.30
较坚硬砂岩		4460~5000	
不坚硬花岗岩		5430~6000	
坚硬页岩	70°~75°	2000~5500	0.15~0.30
普通石灰岩		4400~8000	0.25~0.30
普通砂岩		4600~5000	0.25~0.30
坚硬泥灰岩	70°	800~1200	0.29~0.38
较坚硬页岩		1980~3600	0.25~0.30
不坚硬石灰岩		4400~6000	0.25~0.30
不坚硬砂岩		1000~2780	0.25~0.30
较坚硬泥灰岩	65°	700~900	0.29~0.38
普通页岩		1900~3000	0.15~0.20
软石灰岩		4400~5000	0.25
不坚硬泥灰岩	45°	30~500	0.29~0.38
硬化黏土		10~300	0.30~0.37
软片岩		500~700	0.15~0.18
硬煤		50~300	0.30~0.40
密实黏土		10~300	0.30~0.37
普通煤		50~300	0.30~0.40
胶结卵石		50~100	
掺石土		50~100	

B.2 岩体结构面的结合程度分类按照表 B.2 执行。

B.2 岩体结构面结合程度划分表

结合程度	结合状况	起伏粗糙程度	结构面张开度(mm)	充填状况	岩体状况
结合良好	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	≤ 3	胶结	硬岩或较软岩
结合一般	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	3~5	胶结	硬岩或较软岩
	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	≤ 3	胶结	软岩
	分离	起伏粗糙	≤ 3 (无充填时)	无充填或岩块、岩屑充填	硬岩或较软岩
结合差	分离	起伏粗糙	≤ 3	干净无充填	软岩
	分离	平直光滑	≤ 3 (无充填时)	无充填或岩块、岩屑充填	各种岩层
	分离	平直光滑		岩块、岩屑夹泥或附泥膜	各种岩层
结合很差	分离	平直光滑、略有起伏		泥质或泥夹岩屑充填	各种岩层
	分离	平直很光滑	≤ 3	无充填	各种岩层
结合极差	结合极差	—	—	泥化夹层	各种岩层

注：1 起伏度：当 $R_A \leq 1\%$ ，平直；当 $1\% < R_A \leq 2\%$ 时，略有起伏；当 $2\% < R_A$ 时，起伏；其中 $R_A = A/L$ ， A 为连续结构面起伏幅度 (cm)， L 为连续结构面取样长度 (cm)，测量范围 L 一般为 1.0m~3.0m；

2 粗糙度：很光滑，感觉非常细腻如镜面；光滑，感觉比较细腻，无颗粒感觉；较粗糙，可以感觉到一定的颗粒状；粗糙，明显感觉到颗粒状。

附录 C 边坡临近失稳时不同滑面形态的边坡稳定性

计算方法

C.1.1 圆弧形滑面的边坡稳定性系数可按下列公式计算(图 C.1.1):

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\theta_i}} [c_i l_i \cos \theta_i + (G_i + G_{bi} - U_i \cos \theta_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n [(G_i + G_{bi}) \sin \theta_i + Q_i \cos \theta_i]} \quad (\text{C.1.1-1})$$

$$m_{\theta_i} = \cos \theta_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \theta_i}{F_s} \quad (\text{C.1.1-2})$$

$$U_i = \frac{1}{2} \gamma_w (h_{w,i} + h_{w,i-1}) l_i \quad (\text{C.1.1-3})$$

式中: F_s ——边坡稳定性系数;

c_i ——第 i 计算条块滑面黏聚力 (kPa);

φ_i ——第 i 计算条块滑面内摩擦角 ($^\circ$);

l_i ——第 i 计算条块滑面长度(m);

θ_i ——第 i 计算条块滑面倾角 ($^\circ$), 滑面倾向与滑动方向相同时取正值, 滑面倾向与滑动方向相反时取负值;

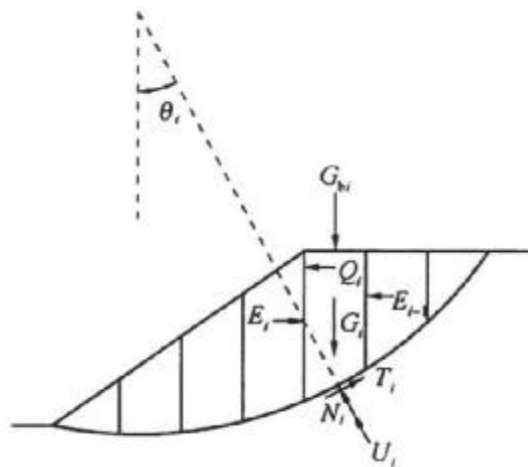


图 C.1.1 圆弧形滑面边坡计算示意

U_i ——第 i 计算条块滑面单位宽度总水压力 (kN/m);

- G_i ——第 i 计算条块单位宽度自重 (kN/m) ;
- G_{bi} ——第 i 计算条块单位宽度竖向附加荷载 (kN/m) ; 方向指向下方时取正值, 指向上方时取负值;
- Q_i ——第 i 计算条块单位宽度水平荷载 (kN/m) ; 方向指向坡外时取正值, 指向坡内时取负值;
- $H_{w,i}, H_{w,i-1}$ ——第 i 及第 $i-1$ 计算条块滑面前端水头高度 (m) ;
- γ_w ——水重度, 取 10kN/m^3 ;
- i ——计算条块号, 从后方起编;
- n ——条块数量。

C.1.2 平面滑动面的边坡稳定性系数可按下列公式计算 (图 C.1.2) :

$$F_s = \frac{R}{T} \quad (\text{C.1.2-1})$$

$$R = [(G + G_b) \cos \theta - Q \sin \theta - V \sin \theta - U] \tan \theta + cL \quad (\text{C.1.2-2})$$

$$T = (G + G_b) \sin \theta + Q \cos \theta + V \cos \theta \quad (\text{C.1.2-3})$$

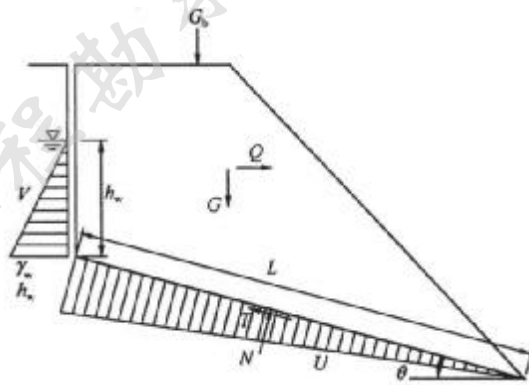


图 C.1.2 平面滑动面边坡计算简图

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2 \quad (\text{C.1.2-4})$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w h_w L \quad (\text{C.1.2-5})$$

式中：T——滑体单位宽度重力及其他外力引起的下滑力（kN/m）；

R——滑体单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力（kN/m）；

c——滑面的黏聚力（kPa）；

ϕ ——滑面的内摩擦角（°）；

L——滑面长度(m)；

G——滑体单位宽度自重（kN/m）；

G_b ——滑体单位宽度竖向附加荷载（kN/m）；方向指向下方时取正值，指向上方时取负值；

θ ——滑面倾角（°）；

U——滑面单位宽度总水压力（kN/m）；

V——后缘陡倾裂隙面上的单位宽度总水压力（kN/m）；

Q——滑体单位宽度水平荷载（kN/m）；方向指向坡外时取正值，指向坡内时取负值；

h_w ——后缘陡倾裂隙充水高度（m），根据裂隙情况及汇水条件确定。

C.1.3 折线形滑动面的边坡可采用传递系数法隐式解，边坡稳定性系数可按下列公式计算（图 C.1.3）：

$$P_n = 0 \quad (\text{C.1.3-1})$$

$$P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + T_i - R_i / F_s \quad (\text{C.1.3-2})$$

$$\psi_{i-1} = \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \sin(\theta_{i-1} - \theta_i)\tan\phi_i / F_s \quad (\text{C.1.3-3})$$

$$T_i = (G_i + G_{bi})\sin\theta_i + Q_i \cos\theta_i \quad (\text{C.1.3-4})$$

$$R_i = c_i l_i + [(G_i + G_{bi})\cos\theta_i - Q_i \sin\theta_i - U_i]\tan\phi_i \quad (\text{C.1.3-5})$$

式中： P_n ——第 n 条块单位宽度剩余下滑力（kN/m）；

P_i ——第 i 计算条块与第 $i+1$ 计算条块单位宽度剩余下滑力（kN/m）；当 $P_i < 0$ （ $i < n$ ）时取 $P_i = 0$ ；

T_i ——第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的下滑力
(kN/m)；

R_i ——第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力
(kN/m)。

Ψ_{i-1} ——第 $i-1$ 计算条块对第 i 计算条块的传递系数；
其他符号同前。

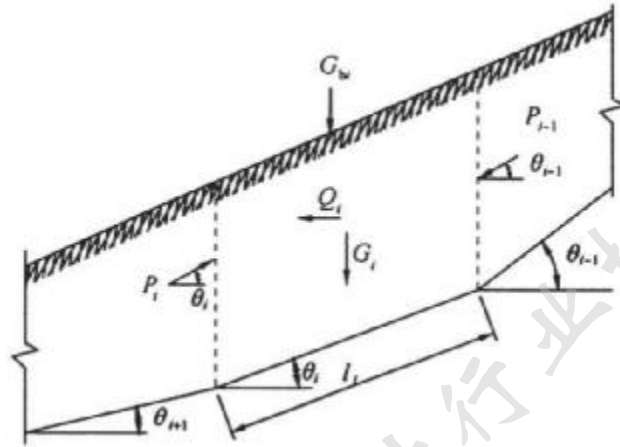


图 C.1.3 折线形滑面边坡传递系数法计算简图

注：在用折线形滑面计算滑坡推力时，应将公式（C.1.3-2）和公式（C.1.3-3）中的稳定系数 F_i 替换为安全系数 F_{st} ，以此计算的 P_n ，即为滑坡的推力。

附录 D 几种特殊情况下的边坡侧向压力计算

D.1.1 距支护结构顶端作用有线分布荷载时（图 D.1.1），附加侧向压力分布可简化为等腰三角形，最大附加侧向土压力可按下式计算：

$$e_{h,\max} = \left(\frac{2Q_L}{h} \right) \sqrt{K_a} \quad (\text{D.1.1})$$

式中： $e_{h,\max}$ ——最大附加侧向压力（ kN/m^2 ）；

h ——附加侧向压力分布范围（ m ），

$$h = a(\tan b - \tan j), b = 45^\circ + j/2;$$

Q_L ——线分布荷载标准值（ kN/m ）；

K_a ——主动土压力系数， $K = \tan^2(45^\circ - j/2)$ 。

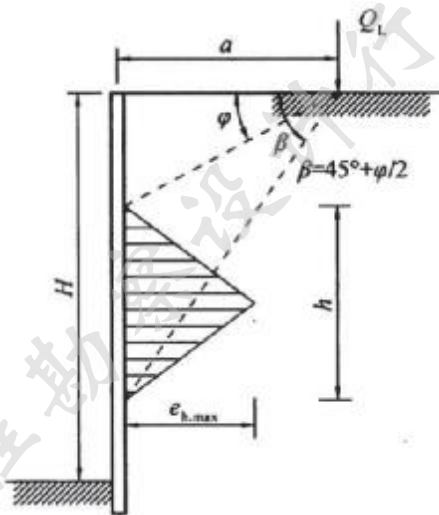


图 D.1.1 线荷载产生的附加侧向压力分布图

D.1.2 距支护结构顶端作用有宽度的均布荷载时，附加侧向压力分布可简化为有限范围内矩形（图 D.1.2），附加侧向土压力可按下式计算：

$$e_h = K_a \cdot q_L \quad (\text{D.1.2})$$

式中： e_h ——附加侧向土压力（ kN/m^2 ）；

K_a ——主动土压力系数；

q_L ——局部均布荷载标准值（ kN/m^2 ）。

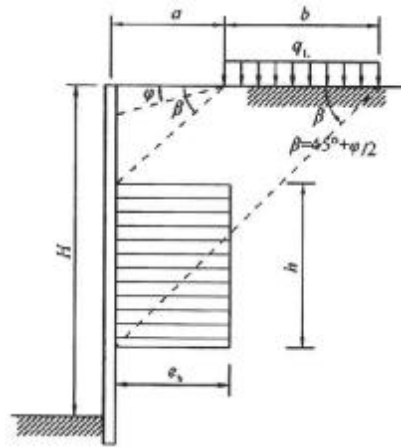


图 D.1.2 局部荷载产生的附加侧向压力分布图

D.1.3 当坡顶地面非水平时，支护结构上的主动土压力可按下列规定进行计算：

1 坡顶地表局部为水平时（图 D.1.3-1），支护结构上的主动土压力可按下列公式计算：

$$e_a = \gamma z \cos \beta - \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (\text{D.1.3-1})$$

$$e'_a = K_a \gamma (z+h) - 2c\sqrt{K_a} \quad (\text{D.1.3-2})$$

式中： β ——边坡坡顶地表斜坡面与水平面的夹角（°）；

c ——土体的黏聚力（kPa）；

φ ——土体的内摩擦角（°）；

γ ——土体的重度（kN/m³）；

K_a ——主动土压力系数；

e_a, e'_a ——侧向土压力（kN/m²）；

z ——计算点的深度（m）；

h ——地表水平面与地表斜坡和支护结构相交点的距离（m）。

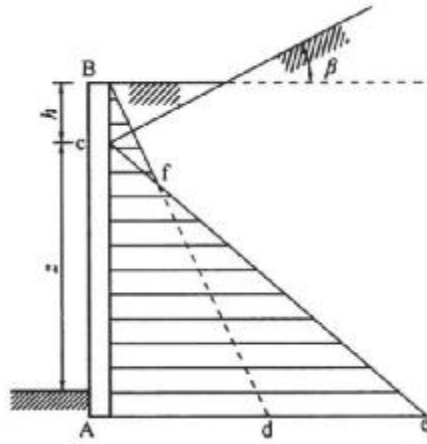


图 D.1.3-1 地面局部为水平时支护结构上主动土压力的近似计算

2 坡顶地表局部为斜面时（图 D.1.3-2），计算支护结构上的侧向土压力时可将斜面延长到 c 点，则 $BAdfB$ 为主动土压力的近似分布图形；

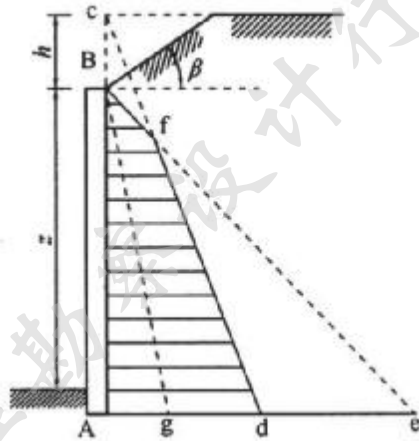


图 D.1.3-2 地面局部为斜面时支护结构上主动土压力的近似计算

3 坡顶地表中部为斜面时（图 D.1.3-3），支护结构上主动土压力可按本条第 1 款和第 2 款的方法叠加计算。

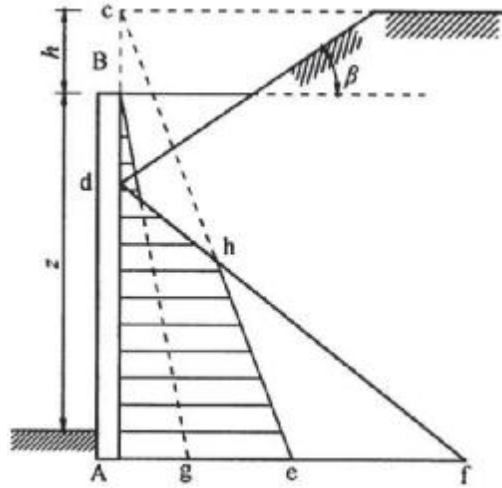


图 D.1.3-3 地面中部为斜面时支护结构上主动土压力的近似计算

D.1.4 当边坡为二阶且竖直、坡顶水平且无超载时（图 D.1.4），岩土压力的合力和边坡破坏时的平面破裂角应符合下列规定：

1 岩土压力的合力应按下列公式计算：

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (\text{D.1.4-1})$$

$$K_a = \left(\cot \theta - \frac{2a\xi}{h} \right) \tan(\theta - \varphi) - \frac{\eta \cos \varphi}{\sin \theta \cos(\theta - \varphi)} \quad (\text{D.1.4-2})$$

式中： E_a ——水平岩土压力合力（kN/m）；

K_a ——水平岩土压力系数；

γ ——支护结构后的岩土体重度，地下水位以下用有效重度（kN/m³）；

h ——边坡的垂直高度（m）；

a ——上阶边坡的宽度（m）；

ξ ——上阶边坡的高度与总的边坡高度的比值；

φ ——岩土体或外倾结构面的内摩擦角（°）；

θ ——岩土体的临界滑动面与水平面的夹角（°）。当岩体存在外倾结构面时， θ 可取外倾结构面的倾角，取外倾结构面的抗剪强度指标；当存在多个外倾结构面时，应分别计算，取其中的最大值为设计值；当岩体中不存在外倾结构面时， θ 可按式（D.1.4-3）计算。

2 边坡破坏时的平面破裂角应按下列公式计算：

$$\theta = \arctan \left[\frac{\cos \varphi}{\sqrt{1 + \frac{2a\xi}{h(\eta + \tan \varphi)} - \sin \varphi}} \right] \quad (\text{D.1.4-3})$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h} \quad (\text{D.1.4-4})$$

式中： γ ——支护结构后的岩土体重度，地下水位以下用有效重度（ kN/m^3 ）；

h ——边坡的垂直高度（ m ）；

a ——上阶边坡的宽度（ m ）；

ξ ——上阶边坡的高度与总的边坡高度的比值；

c ——岩土体或外倾结构面的黏聚力（ kPa ）；

φ ——岩土体或外倾结构面的内摩擦角（ $^\circ$ ）。

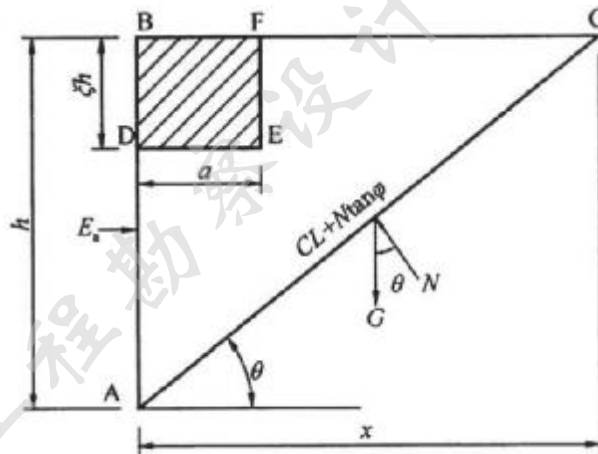


图 D.1.4 二阶竖直边坡的计算简图

附录 E 土钉现场抗拔试验要点

E.1.1 试验土钉参数、材料、施工工艺及所处的地质条件应与工程土钉相同。

E.1.2 土钉抗拔试验应在注浆固结体强度达到 20MPa 或达到设计强度的 80% 后进行。

E.1.3 加载装置（千斤顶、油压系统）的额定压力必须大于最大试验压力的 1.2 倍，且试验前应进行标定。

E.1.4 加荷反力装置的承载力和刚度应满足最大试验荷载的 1.5 倍，加载时千斤顶应与土钉钢筋同轴。

E.1.5 计量仪表（位移计、压力表）的精度应满足实验要求。

E.1.6 在土钉墙面层上进行试验时，试验土钉应与喷射混凝土面层分离。

E.1.7 最大试验荷载下的土钉杆体应力不应超过其屈服强度标准值。

E.1.8 同一条件下的极限抗拔承载力试验的土钉数量不应少于 1 组（3 根）。

E.1.9 确定土钉极限抗拔承载力的试验，最大试验荷载不应小于预估破坏荷载，且试验土钉的杆体截面面积应符合本标准第 E.1.7 条对土钉杆体应力的规定。必要时，可增加试验土钉的杆体截面面积。

E.1.10 土钉抗拔承载力试验，最大试验荷载应满足以下要求：对于临时性工程，不应小于土钉轴向拉力标准值的 1.3 倍；永久性工程，不应小于土钉轴向拉力标准值的 1.5 倍。

E.1.11 确定土钉极限抗拔承载力的试验和土钉抗拔承载力检测试验可采用单循环加载法。其加载分级和土钉位移观测时间应按表 E.1.11 确定。

表 E.1.11 单循环加载试验的加载分级与土钉位移观测时间

观测时间 (min)		5	5	5	5	5	10
加载量与最大试验荷载的百分比 (%)	初始荷载	---	---	---	---	---	10
	加载	10	50	70	80	90	100
	卸载	10	20	50	80	90	---

注：单循环加载试验用于土钉抗拔承载力检测时，加至最大试验荷载后，可一次卸载至最大试验荷载的 10%。

E.1.12 土钉极限抗拔承载力试验，其土钉位移测读和加卸载应符合下列规定：

1 初始荷载下，应测读土钉位移基准值 3 次，当每间隔 5min 的读数相同时，方可作为土钉位移基准值。

2 每级加、卸载稳定后，在观测时间内测读土钉位移不应少于 3 次。

3 在每级荷载的观测时间内，当土钉位移增量不大于 0.1mm 时，可施加下一级荷载；否则应延长观测时间，并应每隔 30min 测读土钉位移 1 次；当连续两次出现 1h 内的土钉位移增量小于 0.1mm 时，可施加下一级荷载。

E.1.13 土钉抗拔承载力检测试验，其土钉位移测读和加、卸载应符合下列规定：

1 初始荷载下，应测读土钉位移基准值 3 次，当每间隔 5min 的读数相同时，方可作为土钉位移基准值。

2 每级加、卸载稳定后，在观测时间内测读土钉位移不应少于 3 次。

3 在每级荷载的观测时间内，当土钉位移增量不大于 1.0mm 时，可视为位移收敛；否则，应延长观测时间至 60min，并应每隔 10min 测读土钉位移 1 次。当该 60min 内土钉位移增量小于 2.0mm 时，可视为土钉位移收敛，否则视为不收敛。

E.1.14 土钉实验中遇到下列情况之一时，应终止继续加载：

1 从第二级加载开始，后一级荷载产生的单位荷载下的土钉位移增量大于前一级荷载产生的单位荷载下的土钉位移增量的 5 倍。

2 土钉位移不收敛。

3 土钉杆体破坏。

E.1.15 试验应绘制土钉的荷载—位移（ $Q-s$ ）曲线。土钉的位移不应包括试验反力装置的变形。

E.1.16 土钉极限抗拔承载力标准值应按下列方法确定：

1 土钉的极限抗拔承载力，在某级试验荷载下出现本标准第 E.1.14 条规定的终止继续加载情况时，应取终止加载时的前一级荷载值；未出现时，应取终止加载时的荷载值。

2 参加统计的试验土钉，当满足其级差不超过平均值的 30% 时，土钉极限抗拔承载力标准值可取平均值；当级差超过平均值的 30% 时，宜增加试验土钉数量，并应根据级差过大的原因，按实际情况重新进行统计后确定土钉极限抗拔承载力标准值。

E.1.17 检测试验中，在抗拔承载力检测值下，土钉位移稳定或收敛应判定土钉合格。

河南省工程勘察设计行业协会

附录 F 锚杆选型、材料与试验要求

F.1 锚杆选型

F.1.1 锚杆选型见表 F.1。

表 F.1 锚杆选型

锚固形式 锚杆类别	锚杆特征	材料	锚杆轴向拉力 N_{ak} (kN)	锚杆长度 (m)	应力状况	备注
土层锚杆		普通螺纹钢筋	<300	<16	非预应力	锚杆超长时, 施工安装难度较大
		钢绞线 高强钢丝	300~800	>10	预应力	锚杆超长时施工方便
		预应力螺纹钢筋 (直径 18mm~25mm)	300~800	>10	预应力	杆体防腐性好, 施工安装方便
		无粘结钢绞线	300~800	>10	预应力	压力型、压力分散型锚杆
岩层锚杆		普通螺纹钢筋	<300	<16	非预应力	锚杆超长时, 施工安装难度较大
		钢绞线 高强钢丝	300~3000	>10	预应力	锚杆超长时施工方便
		预应力螺纹钢筋 (直径 25mm~32mm)	300~1100	>10	预应力或非预应力	杆体防腐性好, 施工安装方便
		无粘结钢绞线	300~3000	>10	预应力	压力型、压力分散型锚杆

F.2 锚杆材料

F.2.1 锚杆材料可根据锚固工程性质、锚固部位和工程规模等因素, 选择高强度、低松弛的普通钢筋、预应力螺纹钢筋、预应力钢丝或钢绞线。

F.2.2 锚杆材料的物理力学性能应符合下列规定:

1 采用高强预应力钢丝时，其力学性能必须符合 GB/T 5223 的规定。

2 采用预应力钢绞线时，其力学性能必须符合 GB/T 5224 的规定，其抗拉强度应符合表 F.2.2-1 的规定。

3 采用预应力螺纹钢筋时，其抗拉强度应符合表 F.2.2-2 的规定。

4 采用无粘结钢绞线时，其主要技术参数应符合表 F.2.2-3 的规定；

5 采用普通螺纹钢筋时，其抗拉强度应符合表 F.2.2-4 的规定。

表 F.2.2-1 钢绞线抗拉强度设计值、标准值(N/mm²)

种类	直径 (mm)	抗拉强度设计值 (f_{py})	屈服强度标准值 (f_{pyk})	极限强度标准值 (f_{ptk})
1×3 三股	8.6, 10.8, 12.9	1220	1410	1720
		1320	1670	1860
		1390	1760	1960
1×7 七股	9.5, 12.7, 15.2, 17.8	1220	1540	1720
		1320	1670	1860
		1390	1760	1960
	21.6	1220	1590	1720
		1320	1670	1860

表 F.2.2-2 预应力螺纹钢筋抗拉强度设计值、标准值 (N/mm²)

种类	直径 (mm)	符号	抗拉强度设计值 (f_{py})	屈服强度标准值 (f_{pyk})	极限强度标准值 (f_{ptk})
预应力 螺纹钢筋	18	PSB785	650	785	980
	25				
	32	PSB930	770	930	1030
	40				
50	PSB1080	900	1080	1230	

表 F.2.2-3 无粘结钢绞线主要技术参数

防腐油脂线重量 (g/m)		>32	钢材与 PE 层间摩 擦系数		0.04~0.10	
PE 层厚度 (mm)	双层	外层	0.80~1.00	成品重量 (kg/m)	单层	双层
		内层	0.80~1.00		$f_{15.2}$	1.218
	单层		0.80~1.00		$f_{12.7}$	0.871

表 F.2.2-4 普通螺纹钢筋抗拉强度设计值、标准值 (N/mm²)

种类		直径 (mm)	抗拉强度 设计值 (f_y)	屈服强度 标准值 (f_{yk})	极限强度 标准值 (f_{stk})
热轧钢筋	HRB335 HRBF335	6~50	300	335	455
	HRB400 HRB400 RRB400	6~50	360	400	540
	HRB500 HRBF500	6~50	435	500	630

F.3 锚杆试验

F.3.1 锚杆试验包括锚杆的基本试验、验收试验。锚杆蠕变试验应符合国家现行有关标准的规定。

F.3.2 锚杆试验的千斤顶和油泵以及测力计、应变计和位移计等计量仪表应在试验前进行计量检定合格，且精度应经过确认，并在试验期间保持不变。

F.3.3 锚杆试验的反力装置在计划的最大试验荷载下应具有足够的强度和刚度。

F.3.4 锚杆锚固体强度达到设计强度 90%后方可进行试验。

F.3.5 锚杆试验记录表可按表 F.3.5 制定。

表 F.3.5 锚杆试验记录表

工程名称:

施工单位:

试验类别		试验日期			砂浆强度等级	设计	
试验编号		灌浆日期				实际	
岩土性状		灌浆压力			杆体材料	规格	
锚固段长度		自由段长度				数量	
钻孔直径		钻孔倾角				长度	
序号	荷载(kN)	百分表位移(mm)			本级位移量(mm)	增量累计(mm)	备注
		1	2	3			

校核:

试验记录:

F.3.6 锚杆基本试验的地质条件、锚杆材料和施工工艺等应与工程锚杆一致。

F.3.7 基本试验时最大的试验荷载不应超过杆体标准值的 0.85 倍，普通钢筋不应超过其屈服值 0.90 倍。

F.3.8 基本试验主要目的是确定锚固体与岩土层间粘结强度极限标准值、锚杆设计参数和施工工艺。试验锚杆的锚固长度和锚杆根数应符合下列规定：

1 当确定锚固体与岩土层间粘结强度极限标准值、验证杆体与砂浆间粘结强度极限标准值的试验时，为使锚固体与地层间首先破坏，当锚固段长度取设计锚固长度时应增加锚杆钢筋用量，或采用设计锚杆时应减短锚固长度，试验锚杆的锚固长度对硬质岩取设计锚固长度的 0.40 倍，对软质岩取设计锚固长度的 0.60 倍。

2 当确定锚固段变形参数和应力分布的试验时，锚固段长度应取设计锚固长度。

3 每种试验锚杆数量均不应少于 3 根。

F.3.9 锚杆基本试验应采用循环加、卸荷法，并应符合下列规定：

1 每级荷载施加或卸除完毕后，应立即测读变形量。

2 在每级加荷等级观测时间内，测读位移不应少于 3 次，每级荷载稳定标准为 3 次百分表读数的累计变位量不超过 0.10mm；稳定后即可加下一级荷载。

3 在每级卸荷时间内，应测读锚头位移 2 次，荷载全部卸除后，再测读 2 次~3 次。

4 加、卸荷等级、测读间隔时间宜按表 F.3.9 确定。

表 F.3.9 锚杆基本试验循环加、卸荷等级与位移观测间隔时间

加荷标准循环数	预估破坏荷载的百分数 (%)												
	每级加载量						累计加载量	每级卸载量					
第一次循环	10	20	20				50				20	20	10
第二次循环	10	20	20	20			70			20	20	20	10
第三次循环	10	20	20	20	20		90		20	20	20	20	10
第四次循环	10	20	20	20	20	10	100	10	20	20	20	20	10
观测时间 (min)	5	5	5	5	5	5		5	5	5	5	5	5

F.3.10 锚杆试验中出现下列情况之一时可视为破坏，应终止加载：

1 锚头位移不收敛，锚固体从岩土层中拔出或锚杆从锚固体中拔出。

2 锚头总位移量超过设计允许值。

3 土层锚杆试验中后一级荷载产生的锚头位移增量，超过上一级荷载位移增量的 2 倍。

F.3.11 试验完成后，应根据试验数据绘制：荷载-位移 ($Q-s$) 曲线、荷载-弹性位移 ($Q-s_e$) 曲线、荷载-塑性位移 ($Q-s_p$) 曲线。

F.3.12 拉力型锚杆弹性变形在最大试验荷载作用下，所测得的弹性位移量应超过该荷载下杆体自由段理论弹性伸长值的 80%，且小于杆体自由段长度与 1/2 锚固段之和的理论弹性伸长值。

F.3.13 锚杆极限承载力标准值取破坏荷载前一级的荷载值；在最大试验荷载作用下未达到本标准附录 F 第 F.3.10 条规定的破坏标准时，锚杆极限承载力取最大荷载值为标准值。

F.3.14 当锚杆试验数量为 3 根，各根极限承载力值的最大差值小于 30% 时，取最小值作为锚杆的极限承载力标准值；若最大差值超过 30%，应增加试验数量，按 95% 的保证概率计算锚杆极限承载力标准值。

F.3.15 基本试验的钻孔，应钻取芯样进行岩石力学性能试验。

F.3.16 锚杆验收试验的目的是检验施工质量是否达到设计要求。

F.3.17 验收试验锚杆的数量取每种类型锚杆总数的 5%，自由段位于 I、II、III 类岩石内时取总数的 1.5%，且均不得少于 5 根。

F.3.18 验收试验的锚杆应随机抽样。质监、监理、建设单位或设计单位对质量有疑问的锚杆也应抽样作验收试验。

F.3.19 验收试验荷载对永久性锚杆为锚杆轴向拉力 N_{ak} 的 1.50 倍；对临时性锚杆为 1.20 倍。

F.3.20 前三级荷载可按试验荷载值的 20% 施加，以后每级按 10% 施加；达到检验荷载后观测 10min，在 10min 持荷时间内锚杆的位移量应小于 1.00mm。当不能满足时持荷至 60min 时，锚杆位移量应小于 2.00mm。卸荷到试验荷载的 0.10 倍并测出锚头位移。加载时的测读时间可按本标准附录 F 表 F.3.9 确定。

F.3.21 锚杆试验完成后应绘制锚杆荷载-位移 ($Q-s$) 曲线图。

F.3.22 符合下列条件时，试验的锚杆应评定为合格：

- 1 加载到试验荷载计划最大值后变形稳定。
- 2 符合本标准附录 F 第 F.3.13 条规定。

F.3.23 当验收锚杆不合格时，应按锚杆总数的 30% 重新抽检；重新抽检有锚杆不合格时应全数进行检验。

F.3.24 锚杆总变形量应满足设计允许值，且应与地区经验基本一致。

附录 G 土质边坡的静力平衡法和等值梁法

G.1.1 对锚杆挡墙或桩锚板，当立柱（肋柱和桩）嵌入深度较小或坡脚土体较软弱时，可视立柱下端为自由端，按静力平衡法计算。当立柱嵌入深度较大或为岩层或坡脚土体较坚硬时，可视立柱下端为固定端，按等值梁法计算。

G.1.2 采用静力平衡法或等值梁法计算立柱内力和锚杆水平分力时，应符合下列假定：

- 1 采用从上到下的逆作法施工。
- 2 假定上部锚杆施工后开挖下部边坡时，上部的锚杆内力保持不变。
- 3 立柱在锚杆处为不动点。

G.1.3 采用静力平衡法（图 G.1.3）计算时应符合下列规定：

- 1 锚杆水平分力可按下式计算：

$$H_{tkj} = E_{akj} - E_{pkj} - \sum_{i=1}^{j-1} H_{tki} \quad (\text{G.1.3-1})$$

(j=1,2,\dots,n)

式中： H_{tki} 、 H_{tkj} ——相应于作用的标准组合时，第 i 、 j 层锚杆水平分力（kN）；

E_{akj} ——相应于作用的标准组合时，挡墙后侧向主动土压力合力（kN）；

E_{pkj} ——相应于作用的标准组合时，坡脚地面以下挡墙前侧向被动土压力合力（kN）；

n ——沿边坡高度范围内设置的锚杆总层数。

- 2 最小嵌入深度 D_{\min} 可按下式计算确定：

$$E_{pk}b - E_{ak}a_n - \sum_{i=1}^n H_{tki}a_{ai} = 0 \quad (\text{G.1.3-2})$$

式中： E_{ak} ——相应于作用的标准组合时，挡墙后侧向主动土压力合力（kN）；

E_{pk} ——相应于作用的标准组合时，挡墙前侧向被动土压力合力（kN）；

a_{al} —— H_{tkl} 作用点到 H_{tkn} 的距离 (m) ;

a_{ai} —— H_{tki} 作用点到 H_{tkn} 的距离 (m) ;

a_n —— E_{ak} 作用点到 H_{tkn} 的距离 (m) ;

b —— E_{pk} 作用点到 H_{tkn} 的距离(m)。

3 立柱设计嵌入深度 h_r 可按下式计算:

$$h_r = \xi h_{r1} \quad (\text{G.1.3-3})$$

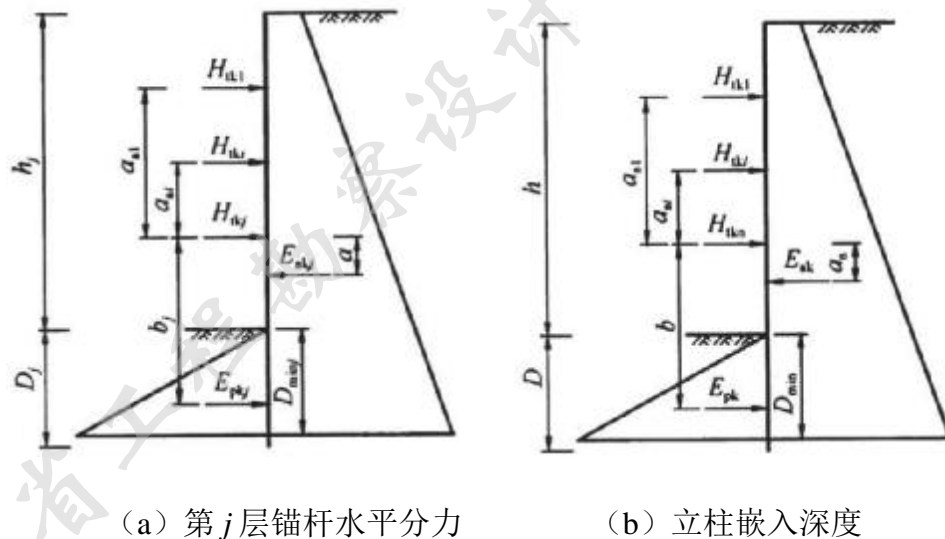
式中: ξ ——立柱嵌入深度增大系数, 对一、二、三级边坡分别为

1.50、1.40、1.30;

h_r ——立柱设计嵌入深度(m);

h_{r1} ——挡墙最低一排锚杆设置后, 开挖高度为边坡高度时立柱的最小嵌入深度(m)。

4 立柱的内力可根据锚固力和作用于支护结构上侧压力按常规方法计算。



(a) 第 j 层锚杆水平分力

(b) 立柱嵌入深度

图 G.1.3 静力平衡法计算简图

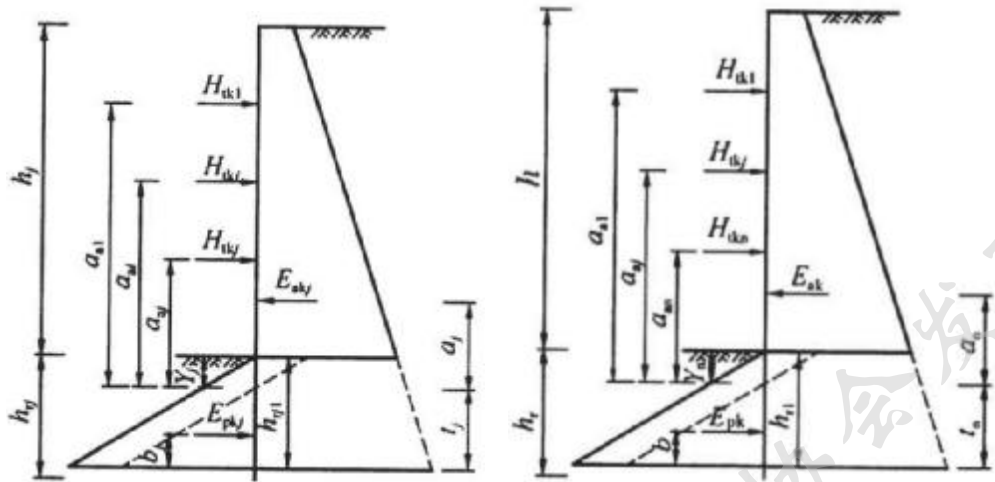
G.1.4 采用等值梁法 (图 G.1.4) 计算时应符合下列规定:

1 坡脚地面以下立柱反弯点到坡脚地面的距离 Y_n 可按下式计算:

$$e_{ak} - e_{pk} = 0 \quad (\text{G.1.4-1})$$

式中: e_{ak} ——相应于作用的标准组合时, 挡墙后侧向主动土压力 (kN/m^2);

e_{pk} ——相应于作用的标准组合时，挡墙前侧向被动土压力（ kN/m^2 ）。



(a) 第 j 层锚杆水平分力 (b) 立柱嵌入深度

图 G.1.4 等值梁法计算简图

2 第 j 层锚杆的水平分力可按下式计算：

$$H_{tkj} = \frac{E_{akj} a_j - \sum_{i=1}^{j-1} H_{tki} a_{ai}}{a_{aj}} \quad (\text{G.1.4-2})$$

$$(j=1, 2, \dots, n)$$

式中： a_{ai} —— H_{tki} 作用点到反弯点的距离（m）；

a_{aj} —— H_{tkj} 作用点到反弯点的距离（m）；

a_j —— E_{akj} 作用点到反弯点的距离（m）。

3 立柱的最小嵌入深度 h_r 可按下列公式计算确定：

$$h_r = Y_n + t_n \quad (\text{G.1.4-3})$$

$$t_n = \frac{E_{pk} \cdot b}{E_{ak} - \sum_{i=1}^n H_{tki}} \quad (\text{G.1.4-4})$$

式中： b ——桩前作用于立柱的被动土压力合力 E_{pk} 作用点到立柱底的距离（m）。

4 立柱设计嵌入深度可按本标准附录 G 的公式（G.1.3-3）计算。

5 立柱的内力可根据锚固力和作用于支护结构上的侧压力按常规方法计算。

G.1.5 计算挡墙后侧向压力时，在坡脚地面以上部分计算宽度应取立柱间的水平距离，在坡脚地面以下部分计算宽度对肋柱取 $1.5b+0.50$ （其中 b 为肋柱宽度），对桩取 $0.9(1.5d+0.50)$ （其中 d 为桩直径）。

G.1.6 挡墙前坡脚地面以下被动侧向压力，应考虑墙前岩土层稳定性、地面是否无限等情况，按当地工程经验折减使用。

河南省工程勘察设计行业协会发布

附录 H 锚索格构梁计算方法

H.1 格构梁节点锚固力分配

H.1.1 格构内节点 i [图 H.1a)] 锚固力分配可按式 (H.1.1-1) ~ 式 (H.1.1-5) 计算:

$$P_{ix} + P_{iy} = P_i \quad (\text{H.1.1-1})$$

$$P_{ix} = \frac{\alpha_x^3 I_x}{\alpha_x^3 I_x + \alpha_y^3 I_y} P_i \quad (\text{H.1.1-2})$$

$$P_{iy} = \frac{\alpha_y^3 I_y}{\alpha_x^3 I_x + \alpha_y^3 I_y} P_i \quad (\text{H.1.1-3})$$

$$\alpha_x = \sqrt[4]{\frac{Kb_x}{4E_h I_y}} \quad (\text{H.1.1-4})$$

$$\alpha_y = \sqrt[4]{\frac{Kb_y}{4E_h I_x}} \quad (\text{H.1.1-5})$$

式中: P_{ix} 、 P_{iy} ——节点 i 处的纵向、横向的节点力 (kN);

P_i ——节点 i 处的锚索拉力 (kN);

α_x 、 α_y ——纵向、横向格构梁的变形系数, 分别按式 (H.1.1-4) ~ 式 (H.1.1-5) 进行计算;

I_x 、 I_y ——纵、横格构梁的惯性矩 (m^4);

E_h ——格构梁的弹性模量 (kPa);

K ——地基系数的比例系数 (kN/m^4), 按附录 K 采用;

b_x 、 b_y ——格构梁在纵、横方向的宽度 (m)。

H.1.2 格构边节点 i [图 H.1b)] 锚固力分配可按式 (H.1.2-1) ~ 式 (H.1.2-2) 计算。

$$P_{ix} = \frac{\alpha_x^3 I_x}{\alpha_x^3 I_x + 4\alpha_y^3 I_y} P_i \quad (\text{H.1.2-1})$$

$$P_{iy} = \frac{4\alpha_y^3 I_y}{\alpha_x^3 I_x + 4\alpha_y^3 I_y} P_i \quad (\text{H.1.2-2})$$

式中符号意义同式 (H.1.1-1) ~式 (H.1.1-5)。

H.1.3 格构角点 i [图 H.1c)]锚固力分配可按式 (H.1.3-1) ~式 (H.1.3-2) 计算:

$$P_{ix} = \frac{\alpha_x^3 I_x}{\alpha_x^3 I_x + \alpha_y^3 I_y} P_i \quad (\text{H.1.3-1})$$

$$P_{iy} = \frac{\alpha_y^3 I_y}{\alpha_x^3 I_x + \alpha_y^3 I_y} P_i \quad (\text{H.1.3-2})$$

式中符号意义同式 (H.1.1-1) ~式 (H.1.1-5)。

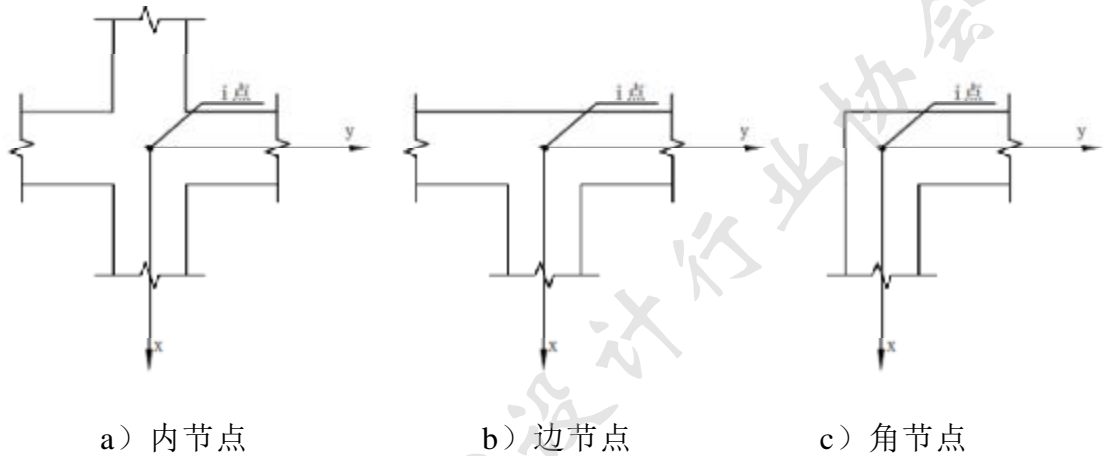


图 H.1 格构梁锚固点位置图

H.1.4 格构锚固力分配公式的修正

a) 式 (H.1.1-1) ~式 (H.1.3-2) 中, 因两个方向的格构底板在节点处重叠, 格构地基反力的增量可按式 (H.1.4-1) 计算:

$$\nabla P = \frac{\nabla F \sum P_i}{F^2} \quad (\text{H.1.4-1})$$

式中: ΔP ——格构地基反力的增量 (kN);

ΔF ——格构节点的重叠总面积 (m^2);

$\sum P_i$ ——所有节点的锚固力之和 (kN);

F ——格构基础全部支承总面积 (m^2)。

b) 每一节点引起的纵、横方向的节点力增量 ΔP_{ix} 和 ΔP_{iy} 分配可按式 (H.1.4-2) ~式 (H.1.4-3) 计算:

$$\nabla P_{ix} = \frac{P_{ix}}{\nabla P_i} \nabla F_i \nabla P \quad (\text{H.1.4-2})$$

$$\nabla P_{iy} = \frac{P_{iy}}{\nabla P_i} \nabla F_i \nabla P \quad (\text{H.1.4-3})$$

式中符号意义同式 (H.1.4-1)。

c) 调整后的节点锚固力可按式 (H.1.4-4) ~ 式 (H.1.4-5) 计算:

$$P'_{ix} = P_{ix} + \nabla P_{ix} \quad (\text{H.1.4-4})$$

$$P'_{iy} = P_{iy} + \nabla P_{iy} \quad (\text{H.1.4-5})$$

式中符号意义同式 (H.1.4-1)。

d) 中间格构 (包括带悬臂的格构) 节点的重叠面积 F_i 可按式 (H.1.4-6) 计算:

$$F_i = b_{ix} \times b_{iy} \quad (\text{H.1.4-6})$$

式中符号意义同式 (H.1.1-1) ~ 式 (H.1.1-5)。

e) 边跨格构节点的重叠面积 F_i 按后者宽度的一半进行计算, 可按式 (H.1.4-7) 计算:

$$F_i = \frac{b_x \times b_y}{2} \quad (\text{H.1.4-7})$$

式中符号意义同式 (H.1.1-1) ~ 式 (H.1.1-5)。

H.2 格构梁内力计算

H.2.1 格构梁内力按倒梁法计算。

H.2.2 倒梁法假定格构梁和地基之间的地基反力按照直线变化分布。对于荷载和格构梁都对称的情况, 则为均匀分布。

H.2.3 计算时以锚索作为格构梁的支座, 地基的净反力及锚索锚拉力以外的各种作用力为荷载, 按照普通连续梁计算。

H.2.4 计算出的支座反力, 一般不等于锚索拉力。实践中多采用反力的局部调整法, 将支座反力与锚索拉力的差值均匀分布在相应支座两侧各三分之一跨度范围内, 作为地基反力的调整值, 然后再进行一次连续梁分析。

H.2.5 必要时可再次调整使支座反力和锚索拉力基本吻合。支座

反力确定以后，将格构梁作为倒置的多跨连续梁计算内力和配筋。

河南省工程勘察设计行业协会发布

附录 I 岩土层地基系数的比例系数

I.1.1 较完整岩层和土层地基系数的比例可按表 I.1.1-1 和 I.1.1-2 取值。

表 I.1.1-1 较完整岩层地基系数的比例系数

序号	岩体单轴极限抗压强度 (MPa)	地基系数(MN/m ⁴)	
		水平方向 k	垂直方向 k
1	10.0	60.0~160.0	100.0~200.0
2	15.0	150.0~200.0	250.0
3	20.0	180.0~240.0	300.0
4	30.0	240.0~320.0	400.0
5	40.0	360.0~480.0	600.0
6	50.0	480.0~640.0	800.0
7	60.0	720.0~960.0	1200.0
8	80.0	900.0~2000.0	1500.0~2500.0

注: $k = (0.6 \sim 0.8) k_0$

表 I.1.1-2 土质地基系数的比例系数

序号	土的名称	水平方向 m (kN/m ⁴)	竖向方向 m_0 (kN/m ⁴)
1	0.75 < I_L < 1.0 的软塑黏土及粉黏土; 淤泥	500~1400	1000~2000
2	0.5 < I_L < 0.75 的软塑粉质黏土及黏土	1000~2800	2000~4000
3	硬塑粉质黏土及黏土; 细砂和中砂	2000~4200	4000~6000
4	坚硬的粉质黏土及黏土; 粗砂	3000~7000	6000~10000
5	砾砂; 碎石土、卵石土	5000~14000	10000~20000
6	密实的大漂石	40000~84000	80000~120000

注: 1 I_L ——土的液性指数;

2 对于土质地基系数 m 和 m_0 , 相应于桩顶位移 6mm~10mm;

3 有可靠资料和经验时, 可不受本表的限制。

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行时的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《建筑与市政工程抗震通用规范》 GB 55002
- 2 《建筑与市政地基基础通用规范》 GB 55003
- 3 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 4 《混凝土结构通用规范》 GB 55008
- 5 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 6 《工程勘察通用规范》 GB 55017
- 7 《岩土工程勘察规范》 GB 50021
- 8 《湿陷性黄土地区建筑标准》 GB 50025
- 9 《工程测量规范》 GB 50026
- 10 《岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范》 GB 50086
- 11 《膨胀土地区建筑技术规范》 GB 50112
- 12 《土工试验方法标准》 GB/T 50123
- 13 《建筑地基基础工程施工质量验收标准》 GB 50202
- 14 《工程岩体分级标准》 GB/T 50218
- 15 《土工合成材料应用技术规范》 GB/T 50290
- 16 《建筑边坡工程技术规范》 GB 50330
- 17 《建筑桩基技术规范》 JGJ94
- 18 《预制混凝土桩板式挡土墙技术规程》 T/CECS582
- 19 《连锁式预制混凝土板墙支护技术规范》 CECS436
- 20 《填方工程地基处理技术标准》 T/HNKCSJ001

河南省工程勘察设计行业协会团体标准

边坡工程技术标准

T/HNKCSJ009-2023

条文说明

河南省工程勘察设计行业协会发布

编制说明

河南省工程勘察设计行业协会于 2023 年 9 月 28 日发布了《边坡工程技术标准》T/HNKCSJ009-2023。

本标准编制过程中，编制组进行了广泛深入的调查研究，总结了我省填方工程的勘察、设计、施工实践经验，同时参考了国内类似先进标准，与省内相关标准协调，通过调研、立项、分工编写，讨论、技术论证会等形成初稿，在广泛征求意见经国内、省内地基基础、勘察、设计、施工、监测等行业著名专家审查后修改编辑而成。

鉴于我省边坡支护工程特点，在章节安排上按照边坡工程支护形式的复杂性依次编排为：1) 坡率法；2) 重力式挡墙；3) 悬臂式和扶壁式挡墙；4) 加筋土挡墙；5) 锚定板挡墙；6) 土钉墙与复合土钉墙；7) 锚杆（索）；8) 岩石锚喷支护；9) 锚杆挡墙；10) 格构锚杆；11) 桩板墙；12) 桩锚板；13) 联合支护；14) 坡面防护与绿化以及排水工程、工程施工、工程监测的顺序进行。与国标比较，增加了以下内容：1) 边坡的分类、破坏模式及相应的支护形式；2) 增加了土质边坡及特殊土边坡的有关内容；3) 增加了近年来愈来愈受到关注的边坡变形控制设计问题；4) 增加了国家边坡中没有列入但较常见的支护形式如加筋土挡墙、锚定板挡墙、土钉墙与复合土钉墙等；5) 完善了桩板墙和桩锚板支护结构；6) 考虑到格构锚杆（索）的大量广泛应用，单列了一个章节。

为便于广大设计、施工、科研院校等单位有关人员在使用本标准时能正确理解和执行条文规定，《河南省建筑边坡勘察设计技术标准》编制组按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明和解释。本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

目次

1 总则	182
3 基本规定	184
3.1 一般规定	184
3.2 边坡分类与破坏模式	187
3.3 边坡工程安全等级	192
3.4 边坡支护结构选型	193
3.5 设计原则	194
3.6 边坡变形控制设计	196
4 边坡工程勘察	200
4.1 一般规定	200
4.2 边坡工程勘察	201
4.3 滑坡工程勘察	201
4.4 岩土体边坡力学参数	202
4.5 边坡稳定性评价	202
5 边坡支护结构的侧向岩土压力	207
5.1 一般规定	207
5.2 侧向土压力	208
5.3 侧向岩石压力	210
6 坡率法	212
6.1 一般规定	212
6.2 设计计算	212
6.3 构造要求	212
7 重力式挡墙	213
7.1 一般规定	213
7.2 设计计算	213
7.3 构造要求	214
7.4 施工	214
8 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙	215
8.1 一般规定	215
8.2 设计计算	216
8.3 构造要求	217
8.4 施工	218
9 加筋土挡墙	219
9.1 一般规定	219
9.2 设计计算	219
9.3 构造要求	219
9.4 施工	220
10 锚定板挡墙	222
10.1 一般规定	222
10.2 设计计算	222
10.3 构造要求	224
10.4 施工	224
11 土钉墙与复合土钉墙	225
11.1 一般规定	225
11.2 设计与计算	225
11.3 耐久性设计	233

11.4 构造要求.....	233
12 锚杆(索).....	234
12.1 一般规定.....	234
12.2 设计计算.....	234
12.3 构造要求.....	236
13 岩石锚喷支护.....	239
13.1 一般规定.....	239
13.2 设计计算.....	239
13.3 构造要求.....	239
13.4 施工.....	240
14 锚杆(索)挡墙.....	241
14.1 一般规定.....	241
14.2 设计计算.....	242
14.3 构造要求.....	244
14.4 施工.....	244
15 格构锚杆(索).....	245
15.1 一般规定.....	245
15.2 设计与计算.....	246
16 桩板墙.....	250
16.1 一般规定.....	250
16.2 设计计算.....	250
16.3 构造要求.....	251
16.4 施工.....	251
17 桩锚板.....	258
17.1 一般规定.....	258
17.2 设计计算.....	258
18 联合支护.....	263
18.1 一般规定.....	263
18.2 设计计算.....	263
19 坡面防护与绿化.....	264
19.1 一般规定.....	264
19.2 坡面防护.....	264
19.3 坡面绿化.....	265
19.4 施工.....	267
20 排水工程.....	268
20.1 一般规定.....	268
20.2 坡面排水.....	268
20.3 地下排水.....	268
21 坡顶有重要建(构)筑物的边坡工程.....	270
21.1 一般规定.....	270
21.2 设计计算.....	270
21.4 施工.....	272
22 滑坡防治工程.....	273
22.1 一般规定.....	273
22.2 滑坡防治设计.....	273
22.3 施工.....	277
23 施工组织与管理.....	278
23.1 一般规定.....	278

23.2	施工组织设计.....	279
23.3	信息法施工.....	280
23.4	土石方开挖与爆破施工.....	280
24	监测、质量检验及验收.....	281
24.2	监测.....	281
24.3	质量检验.....	282
24.4	验收.....	282

河南省工程勘察设计行业协会发布

1 总 则

1.0.1 边坡工程支护，涉及工程地质、水文地质、岩土力学、地基处理、地质灾害治理、结构工程等多门学科，涉及勘察、设计、施工、检测、监测多个环节，近年来，边坡支护设计理论与设计方法发展较快，但因勘察、设计、施工不当，已建和在建的边坡工程时有垮塌事故发生，造成国家和人民生命财产严重损失，同时也存在一些安全度、耐久性、抗震性能低的边坡支护结构物。制定本标准的主要目的是使边坡工程技术标准化，符合安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境的要求，以保障边坡工程建设健康发展。本标准适用于建（构）筑物或市政工程开挖和填方形成的人工边坡、工程滑坡、岩石基坑边坡及破坏后危及建（构）筑物安全的自然斜坡的支护设计。交通工程、铁路工程、水利工程中与建筑有关的边坡工程也可参照执行。

1.0.2 本条中岩质边坡应用高度限值确定为 40m、土质边坡确定为 20m，主要考虑到目前边坡常见高度多在以上高度内。对超过以上高度的边坡支护设计，可参考本标准结合具体工程特点作专项设计，并应进行相应评审，确保设计安全。

1.0.3 对由特殊岩土类组成的边坡，因其特殊的地质条件及治理工程的复杂性，除遵守本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。当边坡临近滑动或者滑动状态时，考虑到滑坡工程影响因素多样，治理工程的复杂性，本标准难以全面反映地质勘察、综合处治、施工、检测、监测等诸方面要求。因此，本条规定除遵守本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。对于开矿、采石等形成的边坡，不适用于本标准，应按相关规范、标准执行。

1.0.4 边坡工程的设计和施工除考虑条文中所述边坡特征、边坡类别及可能的破坏模式等因素外，借鉴地区经验、因地制宜非常必要。结合本标准给出的边坡支护形式、施工工艺及岩土参数，各地区可根据岩土的性状、地质情况等作具体补充。边坡支护是一门综合性和边缘性强的工程技术，本标准难以全面反映地质勘察、综合处

治、施工、检测、监测等诸方面。因此，本条规定除遵守本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

河南省工程勘察设计行业协会发布

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1、3.1.2 该两条强调进行边坡工程设计需要取得的工程设计资料，其中进行岩土工程勘察非常必要。进行边坡工程设计的前提要求有反映现场地质条件及岩土工程问题并提出处理意见的边坡岩土工程勘察报告。

3.1.3 边坡场地有无不良地质现象是建筑物及建筑边坡选址首先必须考虑的重大问题。显然在滑坡、危岩及泥石流等规模大、破坏后果严重、难以处理的地段规划建筑场地难以满足安全可靠、经济合理的原则。因此在规模大、难以处理的、破坏后果很严重的滑坡、危岩、泥石流及断层破碎带地区不提倡修建边坡。

3.1.6 边坡的使用年限指边坡工程的支护结构能发挥正常支护功能的年限，边坡工程设计年限临时边坡为 2 年，永久边坡按 50 年设计，当受边坡支护结构保护的建筑物（坡顶塌滑区、坡下塌方区）为临时或永久性时，支护结构的设计使用年限应不低于上述值。

3.1.7 基于对各类边坡工程的大量现场调查、研究及多年设计经验的总结，认为影响边坡处置方案选择的因素众多，但边坡高度、边坡类型（挖方还是填方边坡）边坡分类（土质边坡、类土质边坡、岩质边坡）及相应的破坏模式是决定边坡治理方案的关键要素。同时伴随的支护方案可达十数种，复杂多样。对初学者来说结合边坡特点从中选择一个合适的支护方案绝非易事。选的不好轻则需要推到重来，重则造成项目成本过大、施工不便，甚至造成人员、财产的重大损失。正所谓“一着不慎，全盘皆输”。因此方案选型是边坡岩土工程设计中的一个关键和基础性的问题，2022 年贵重毕节的顺层边坡开挖造成的重大伤亡事故其中一个重要因素就是边坡选型出现重大失误造成，即该边坡工程的概念设计出了问题。概念设计指导的重要性不言而喻。

主编单位根据多年的调查、设计经验进行有关研究后认为:以边坡特有的岩土工程条件和岩土工程问题为研究对象，以现有边坡工程设计理论、设计方法和某区域多年来形成的具有普遍指导意义的

边坡支护设计经验为指导，对具体边坡工程进行方案比选和确定的过程就是概念设计。这种以现有边坡工程设计理论和方法及已有成熟的边坡支护设计经验因地制宜对具体边坡设计方案进行筛选和比选的过程就是概念设计。

边坡工程的概念设计也称思路设计（或者路线图设计），它是一种设计理念，它有着为具体的设计方案选型指明方向、规划路径、抓住问题的关键进行总体设计的特点，具有举旗、定向、领路、导航的作用。没有了概念设计，就像汪洋中的一条船，失去了方向和船长，而船长的经验和导向显得无比重要。

要做好概念设计，它要求我们要在熟练掌握有关边坡工程的基本概念和原理的基础上，在了解边坡工程分类、地质与结构组合特征及可能的破坏模式基础上，在对当地已有类似边坡工程的设计经验充分掌握前提下，在把握具体边坡设计要素条件下（这些设计要素包括边坡特征、地形地貌及地质条件、环境条件（包括施工条件）、设计及业主要求、工期要求等），提出可能采用的多种边坡支护方案，它是保证边坡安全和稳定的前提、基础和关键。在正确选型的基础上再进行设计方案的技术、经济和施工可行性对比，从中确定确定合适的边坡设计方案。

3.1.8 稳定性较差的高大边坡，采用后仰放坡或分阶放坡方案有利于减小侧压力，提高施工期的安全和降低施工难度。分阶放坡时水平台阶应有足够宽度，否则应考虑上阶边坡对下阶边坡的荷载影响。本条所指“稳定性较差”的边坡工程是指按本标准有关规定处理后安全度控制都非常困难、困难的边坡。

3.1.10 对湿陷土边坡顶部湿陷土如何处理处理目前国家规范中尚未提及。这里建议如下：

1 对安全等级为一级的边坡工程应进行处理；具体如何处理，需要不断积累当地成熟经验。

2 对安全等级为二级的边坡工程宜适当处理；

3 对安全等级为三级的边坡工程可不处理。

对膨胀岩土边坡具体如何处理，也需要不断积累当地成熟经验。

3.1.14 十几年来发现有大量的边坡工程多在施工期发生滑坡。其原因有二：1) 设计文件中对施工期边坡因施工可能造成的滑坡重视不够；2) 施工中违反设计要求不能按照设计文件开挖，或超挖或先挖后支工序不当造成。因此对施工期的边坡稳定应十分重视。

3.1.15 本条所指的“新结构、新技术”是指尚未被规范和有关文件认可的新结构、新技术。对工程中出现新结构、新技术的合理推广应用以及严重事故的正确处理，采用专门技术论证的方式可达到技术先进、确保质量、安全经济的良好效果。采用专家技术论证方式在解决重大边坡工程技术难题和减少工程事故方面已取得良好效果。因此本标准推荐专门论证做法。

3.1.16 动态设计法是本标准边坡支护设计的基本原则。采用动态设计时，应提出对施工方案的特殊要求和监测要求，应掌握施工现场的地质状况、施工情况和变形、应力监测的反馈信息，并根据实际地质状况和监测信息对原设计作校核、修改和补充。当地质勘察参数难以准确确定、设计理论和方法带有经验性和类比性时，根据施工中反馈的信息和监控资料完善设计，是一种客观求实、准确安全的设计方法，可以达到以下效果：

1 避免勘察结论失误。山区地质情况复杂、多变，受多种因素制约，地质勘察资料准确性的保证率较低，勘察主要结论失误造成边坡工程失败的现象不乏其例。因此规定地质情况复杂的一级边坡在施工过程中补充施工勘察工作，收集地质资料，查对核实原地质勘察结论。这样可有效避免勘察结论失误而造成工程事故。在有专门审查制度的地区，场地和边坡勘察报告应含有审查合格书。

2 设计者掌握施工开挖反映的真实地质特征、边坡变形量、应力测定值等，对原设计作校核和补充、完善设计，确保工程安全，设计合理。

3 边坡变形和应力监测资料是加快施工速度或排危应急抢险，确保工程安全施工的重要依据。

4 有利于积累工程经验，总结和发展边坡工程支护技术。

设计应提出对施工方案的特殊要求和监测要求，掌握施工现场的地质状况、施工情况和变形、应力监测的反馈信息，根据实际地质状况和监测信息对原设计作校核、修改和补充。

3.1.19 在边坡工程的使用期，当边坡出现明显变形，发生安全事故及使用条件改变时，例如开挖坡脚、坡顶超载、需加高坡体高度时，都必须进行鉴定和加固设计，并按现行国家标准《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》GB 50843的规定执行。

3.2 边坡分类与破坏模式

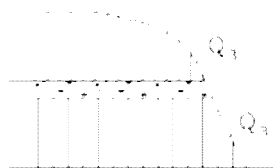
3.2.1 本节从边坡治理工程的有效性出发对边坡进行分类并对边坡破坏模式进行梳理，单列一节说明。

参阅大量文献及多年来我们对边坡工程的调查分析，将边坡工程分为土质边坡、类土质边坡和岩质边坡。其中的土质边坡进一步细分为黄土边坡、填土边坡、膨胀土边坡。对岩质边坡从有效治理角度出发按照岩体产状与临空面及结构面组合关系可分为顺层边坡、逆向边坡和切向边坡。

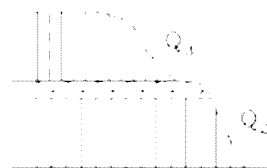
同时边坡支护方案的选型也与边坡稳定性分析、计算密切相关，它为支护方案的选型及稳定性计算提供基础设计依据，进行边坡分类及相应破坏模式的划分十分必要。

3.2.3 均匀土质边坡是指组成边坡的土质比较单一，如以粉土为主、以粉质黏土为主等。

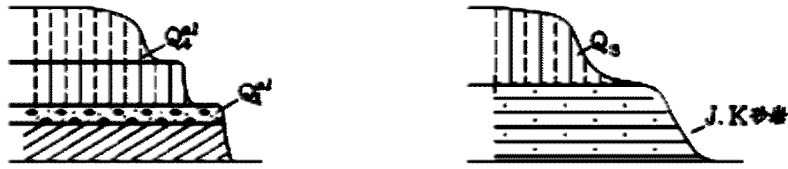
3.2.4 黄土边坡的破坏形式有面层破坏和深层破坏。结合已有文献及大量野外调查资料按照黄土边坡的岩土结构类型的不同进行以下分类：（1）新黄土单一结构边坡；（2）老黄土单一结构边坡；（3）新老黄土组合结构边坡；（4）黄土与河流堆积物组合结构边坡；（5）黄土与基岩组合结构边坡。



a.单一黄土边坡



b.新老黄土组合边坡



c.黄土与河流冲积物组合边坡 d.黄土与基岩组合边坡

图1 黄土边坡的形态与组合结构

黄土边坡的变形特征与破坏模式如下：

1 按照黄土边坡破坏时的剥落形态分为：（1）片状剥落；（2）层状剥落；（3）破碎状剥落；（4）鱼鳞状剥落；（5）混合状剥落。

2 按照黄土边坡破坏的剥落成因可划分为：（1）重力式剥落；（2）冲刷型剥落；（3）冻融型剥落；（4）扰动型剥落；（5）构造型剥落；（6）坡脚应力集中型；（7）风化型剥落；（8）生物型剥落。

3 按照黄土边坡破坏的剥落厚度可划分为：（1）表皮型剥落；（2）中层层状剥落；（3）厚层滑塌型。

3.2.5 根据我国二十几个省区的资料，膨胀土多出露于二级及二级以上的河谷阶地、山前和盆地边缘及丘陵地带，地形坡度平缓，无明显的天然陡坎。膨胀土的三带特征明显。膨胀土内普遍发育各种形态各异、大小不等的裂隙，坡体表层及坡体内存在许多裂隙，可分为微小裂隙、短裂隙和长大裂隙。大量的为微小裂隙，发育短且密，短小裂隙次之，可将土体分割为一个个碎块，呈碎落小块状脱离坡体；而长大裂隙多呈带状分布裂隙面多充填有灰白色、灰绿色黏土薄膜，光滑且有蜡状光泽。往往构成坡体滑移的软弱结构面。它的裂隙性破坏了坡体的整体性，为各类水的进入开辟了渗漏通道，多雨季节，增大了坡体内土体重量及静水压力和动水压力，同时也大幅降低了结构面的抗剪强度指标，形成强度的衰减。同时也提供了蒸发通道，水分大量蒸发，造成土体干缩。

按照与大气的交流程度可分为大气急剧影响带、大气影响带、超固结带；从水文地质方面可分为：干湿交替带、垂直渗流带和滞水带、下部为非饱和带；从工程地质方面可分为：碎裂带（散体结

构)、胀缩裂隙带及软弱带(碎裂或次块状结构),下部为超固结带;从强度方面:碎裂带:承载力小,抗剪强度最小;裂隙密集带:介于二者之间;超固结带:承载力大,压缩模量中等,抗剪强度取正常值。

膨胀土的破坏形式包括崩塌、剥落、滑坡等形式。边坡坡体破坏形式如下:

1 浅层滑塌或崩塌多小于1~2.0m,由于坡体长期暴露、坡体干湿交替循环造成,也可能为上部遭受风化及干湿交替破坏与坡体内的水平层面或其他结构面冲蚀组合而成。

2 楔形块体崩塌:纵向分布的不同结构(裂隙)面组合造成崩塌。

3 坡脚浸水地层软化坍塌、崩塌。

4 由长大结构面(裂隙面)控制的折线形滑坡:如坡体表部的纵向裂隙与坡体内缓平裂隙组合。

5 中深层的圆弧形滑坡,滑坡的深浅取决于结构面埋藏深度及结构面组合关系。

6 逐级牵引式滑坡,从坡底开始,因临空面的存在,加上内部各类结构面的组合造成逐级滑塌。

但在人工开挖的条件下在短时间内出现直立边坡,膨胀土边坡具有浅表性、逐级牵引性及季节性特点。

3.2.6 岩石在太阳辐射、大气、水和生物等风化营力作用下,其结构、成分与性质会产生不同性质的变异,形成风化岩。已风化成土未经搬运并残留原地的为残积土;在自然形成的坡体上,残积层与坡积层混杂,区分开难度较大,而且残积层、坡积层与全、强风化岩多为土石混合物、土体和破碎岩组成,有的保留原岩体的结构面特征,统称其为类土质体。由土石混合物、土体和破碎岩组成的类土质体构成的边坡即为类土质边坡。

1 根据母岩原岩类型划分为:岩浆岩类土质边坡如花岗岩、玄武岩类土质边坡、变质岩类土质边坡如板岩类土质边坡;沉积岩类土质边坡如泥岩类土质边坡、砂岩类土质边坡等。

2 类土质边坡有以下特征：（1）由残、坡积层和全风化、强风化岩组成；（2）为土石混合体，取样和进行原位测试难度较大；（3）母岩不同，性质不同，且具有不同的结构面，如土岩之间的接触面、风化界面原岩中残存的已有结构面（裂隙面）等；（4）形成的地型坡度差别较大，一般 20~60 度；（5）降雨及人工削坡对其稳定性影响较大。

1) 坡面破坏：如冲刷、碎落、局部溜塌等。

2) 坡体破坏：崩塌、滑溜，其中的滑坡按照可能的结构面组合关系可分为圆弧法、直线型、折线法、楔形体等。

3 类土质边坡结构组合特征及可能的破坏模式如下：

（1）圆弧或似圆弧破坏：对均质土坡，坡残积土坡，砂土状强风化，碎块状强风化（碎裂），不良地质堆积体。对于类土质路堑边坡，如不考虑地质不连续面的存在和影响，其坡体变形破裂面一般呈圆弧或似圆弧的形状。边坡呈圆弧或似圆弧破坏一般发生在均质土坡、坡残积土坡、砂土状强风化层、碎块状强风化层（碎裂结构）、以及不良堆积体内部的变形和破坏。

（2）平面型破坏：有两种情况：地质不连续面平行坡面，倾向临空；两个或两个以上不连续面组合，交线倾向临空（楔体破坏）。由于地质不连续面走向大体平行于坡面走向并倾向线路，其倾角小于边坡坡率，且大于其岩土抗剪强度所能维持的稳定坡度，这种情况一般发生平面型破坏。对于具有两个或两个以上的地质不连续面组合的情况，一般是以一组不连续面为主控滑动面，其余为空间控制面，这种情况也可归纳为平面型破坏（在岩质边坡中，常称之为楔体破坏）。

（3）折线型破坏：一般指不利结构面的组合和崩滑流堆积等不良地质界面。在类土质路堑边坡坡体结构中，存在两个或两个以上的地质不连续面，其走向大体平行于坡面且倾向线路，由多个地质不连续面组成折线型破裂面，其上岩土以此为依附面产生滑动变形和破坏，这种情况下的边坡破坏为折线型破坏。

(4) 复合型破坏：分为平面型和圆弧型的复合，折线型和圆弧型的复合，崩滑流堆积等不良地质界面。由于边坡物质组成和坡体结构的特殊性和复杂性，单一破坏形式的发生往往较少，或者其规模相对较小，一般的边坡变形和破坏是上述几种基本破坏类型的复合，故称之为复合型破坏。复合型破坏可以简单地归纳为平面型和圆弧型的复合和折线状复合形式，崩滑流等不良地质堆积体的变形和破坏属于复合型破坏。

3.2.7 岩质边坡失稳模式多样，对其进行较准确的分类难度较大。本标准仅对与岩质边坡失稳中有关内容进行划定并提出相应的支护方案。

如《水利水电工程地质勘察规范》GB 50487 岩石边坡稳定分析暂按崩塌、滑动、蠕变和流动四大类的稳定分析分别分别作出规定。岩石边坡常见的失稳形式具体见表 1。

表 1 岩石边坡常见的失稳形式

失稳破坏类型		破坏特征
崩塌		边坡岩体坠落或滚动
滑动	平面型	边坡岩体沿某一结构面滑动
	弧面型	散体或碎裂的岩石边坡沿弧形面滑动
	楔形体	结构面组合的楔形体，沿交线方向滑动
蠕变	倾倒	反倾向层状结构的边坡，岩层倾角与坡角
	溃屈	顺层向层状结构的边坡，岩层倾角与坡脚大致相似，边坡下部岩层逐渐向上鼓起，产生层面拉裂和脱开
	侧向张裂	双层结构的边坡，下部软岩产生塑性变形，使上部岩层发生扩张、移动张裂和下沉
流动		崩塌碎屑类堆积向坡脚流动，形成碎屑流

不同岩体结构边坡的失稳情况统计见表 2。

表 2 不同岩体结构边坡的失稳情况统计

岩体结构失稳类型	块状	层状	碎裂	散体	合计	
					(个)	(%)
崩塌	1	4	0	1	6	8.6
滑动	8	18	2	23	51	72.9
溃屈	0	3	0	0	3	4.3

倾倒	0	4	0	0	4	5.7
拉裂	1	1	0	0	2	2.8
流动	0	0	0	0	0	0
复合	0	4	0	0	4	5.7
合计	(个)	10	34	26		70
	(%)	14.3	48.6	37.1		100

对岩质边坡中的坠落、倾倒等失稳类型因已经超出本标准，可参阅国家及行业有关规范。

3.3 边坡工程安全等级

3.3.1 边坡工程安全等级是支护工程设计、施工中根据不同的地质环境条件及工程具体情况加以区别对待的重要标准。本条提出边坡安全等级分类的原则，除根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 按破坏后果严重性分为很严重、严重、不严重外，尚考虑了边坡稳定性因素（岩土类别和坡高）。从边坡工程事故原因分析看，高度大、稳定性差的边坡（土质软弱、滑坡区、外倾软弱结构面发育的边坡等）发生事故的概率较高，破坏后果也较严重，因此本条将稳定性很差的、坡高较大的边坡均划入一级边坡。

表 3.4.1 中对高度 15m 以上的 III、IV 类岩质边坡取消了破坏后果不严重分级，主要是这类边坡岩石整体性相对差，边坡较高时若因支护结构安全度不够可能会造成较大范围的边坡垮塌。对周边环境的破坏大，而相同高度的 I、II 类岩质边坡整体性好，即使支护结构安全度不够也不会出现大范围的边坡垮塌。对 10m 以上的土质边坡，取消破坏后果不严重，也是基于边坡较高，一旦破坏，影响的范围较大。

对危害性极严重、环境和地质条件复杂的边坡工程，当安全等级已为一级时，主要通过组织专家进行专项论证的方式来保证边坡支护方案的安全性和合理性。

3.3.2 由外倾软弱结构面控制边坡稳定的边坡工程和工程滑坡地段的边坡工程，其边坡稳定性很差，发生边坡塌滑事故的概率高，且破坏后果常很严重，边坡塌滑区内有重要建（构）筑物的边坡工程，

破坏后直接危及到重要建（构）筑物安全，后果极其严重，因此对上述边坡工程安全等级定为一級。

3.3.4 无外倾结构面的岩土边坡，塌滑区及附近有荷载，特别是重大建筑物荷载作用时，将会因荷载作用加大边坡塌滑区的范围，设计时应作对应的考虑和处理。并按本标准第 19 章的相关规定执行，工程滑坡及有外倾软弱结构面的岩土质边坡塌滑区应按滑坡面及软弱结构面的范围确定。

3.4 边坡支护结构选型

3.4.1 综合考虑场地地质条件、边坡变形控制的难易程度、边坡重要性及安全等级、施工可行性及经济性、选择合理的支护设计方案是设计成功的关键。为便于确定设计方案，本条对各类边坡的可能支护方案进行了概括性总结。目的是方便工程师在进行边坡工程设计时能结合边坡工程特点及边坡使用要求选择合适的支护方案。大量边坡工程事故的发生表明，边坡工程事故与勘查、设计施工及其他因素密切相关。但其中因方案选型不当造成的边坡事故不在少数。编者多年来一直强调岩土工程的概念设计（核心是方案选型），其中的边坡工程也离不开概念设计。因为岩土工程包括边坡工程具有影响因素的多样性、地质条件的复杂性、施工过程的多变性等，决定了边坡设计方案的多样性。

3.4.2、3.4.3 黄土边坡的支护选型与边坡高度、坡体结构及可能的破坏模式密不可分。黄土边坡的坡体支护形式多达十几种，表 3.3.2 列出了常见的支护形式。

3.4.4 膨胀岩土边坡支护形式多达数种，放缓坡进行有效支护和坡面保湿的结合是较常见的一种防护措施。表 3.3.4 列出了几种常见的支护形式。

3.4.5 类土质边坡的常见支护形式：

1 坡形坡率设计：采取多级边坡，每级坡高 8~10m，设置宽平台 2~3m。对强风化岩建议坡率 1: 0.75~1: 1.0，对残、坡积层建议坡率 1: 1.0~1: 1.25。

2 防护、支护工程：包括坡面变形防护，浅表层变形防护，块体变形支护，深部变形支护，坡脚支护和地表、地下水引排等。

(1) 坡面变形防护

对强风化：护面墙防护 1：0.75~1：1.0；对全风化层：加厚拱型骨架防护 1：1.0~1：1.25；减少坡面冲刷措施：放缓坡及坡面微型钢管注浆等，对残、坡积层：拱型骨架防护、浆砌片石防护；对全风化土层：采用网格骨架、浆砌片石等；框架内可采取三维网植草等进行坡面防护，美化环境。

(2) 浅表层变形防护：对上覆土层及强风化岩：坡面不宜太陡锚杆框架防护，框架内可采取三维网植草。

(3) 块体变形支护：对坡体加固，以预应力锚杆（锚索）框架为主。

(4) 深部变形支护：对坡体加固，以预应力锚索框架为主。

(5) 坡脚处支护：以坡脚设桩、墙等支护结构防护为主，坡脚易受各类水侵蚀可能导致坡脚地基软化或弱化宜采用钢管注浆加固等工程措施。

(6) 地表水、地下水的“隔、引、排”：对坡体地下水引排，以较长的仰斜孔排水孔引排为主，结合墙背盲沟及结构泄水孔处理；对边坡渗沟、支撑盲沟及重点部位引排等坡体地下水引排工程措施。对地表水引排，一般在路堑边坡顶均设有截排水天沟，坡面结合检查梯设急流槽，以及平台侧沟、路堑边沟等组成综合地表排水系统。

3.4.6 岩质边坡的支护形式多种多样，可单独使用，也可组合使用。

3.5 设计原则

3.5.1 本条说明边坡工程设计的两类极限状态的相关内容。

1 承载能力极限状态

锚杆设计时原规范采用承载力概率极限状态分项系数的设计方法。本次修订改为综合安全系数代替荷载分项系数及锚杆工作条件系数，以锚杆极限承载力为抗力的基本参数。这种调整一方面实现了与 GB 50007 和 GB 50086 的规定一致，便于使用；另一方面岩土

性状的不确定性对锚杆承载力可靠性的影响，使锚杆承载力概率极限状态设计尚属不完全的可靠性分析设计，进行调整是合理的。

2 正常使用极限状态

为保证支护结构的耐久性和防腐性达到正常使用极限状态的要求，支护结构的钢筋混凝土构件的构造和抗裂应按 GB 50010 有关规定执行。锚杆是承受高应力的受拉构件，其锚固砂浆的裂缝开展较大，计算一般难以满足规范要求，设计中应采取严格的防腐构造措施，保证锚杆的耐久性。

3.5.2 按照 GB10153--， “作用”指荷载、地震、冻胀、温度等，“效应”指引起结构或构件的反应（内力或变形）；《建筑结构荷载规范》GB 5009--，多称为“多种荷载组合下的效应，即多种荷载组合下结构产生效应。因此，对国家边坡规范中在该节多处出现的“荷载效应的组合”、“荷载效应的标准组合”等用词进行了矫正。

1 确定支护结构或构件的基础底面积及埋深或桩基数量时，应采用正常使用极限状态，相应的作用为标准组合；

2 确定锚杆面积、锚杆杆体与砂浆的锚固长度时，由于本次规范修订采用了安全系数法，均采用荷载标准组合；

3 计算支护结构或构件内力及配筋时，应采用混凝土结构相应的设计方法；荷载采用基本组合，抗力采用包含抗力分项系数的设计值；

4 边坡变形验算时，仅考虑荷载的长期组合，不考虑偶然荷载的作用；支护结构抗裂计算与钢筋混凝土结构裂缝计算一致，采用荷载标准组合和荷载准永久组合。

3.5.3 建筑边坡抗震设防的必要性成为工程界的统一认识。城市中建筑边坡一旦破坏将直接危及到相邻的建筑，后果极为严重，因此抗震设防的建筑边坡与建筑物的基础同样重要。本条提出在边坡设计中应考虑抗震构造要求，其构造应满足 GB 50011 中对梁的相应要求，当立柱竖向附加荷载较大时，尚应满足对柱的相应要求。

3.5.6 本条第 1~3 款所列内容是支护结构承载力计算和稳定性计算的基本要求，是边坡工程满足承载能力极限状态的具体内容，是支护

结构安全的重要保证；第 4 款所列内容对存在地下水的有利作用作出规定：当坡顶荷载较大（如建筑荷载等）、土质较软、地下水发育时，边坡尚应进行地下水控制、坡底隆起、稳定性及渗流稳定性验算，方法可按国家现行有关规范执行。本条定为强制性条文，设计时上述内容应认真计算，满足规范要求以确保工程安全。

3.6 边坡变形控制设计

该节对边坡变形控制设计进行了详细的规定，说明如下：

边坡工程及支护结构变形值的大小与边坡高度、地质条件、水文条件、支护类型、坡顶荷载等多种因素有关，变形计算复杂且不成熟，国家现行有关标准均未提出较成熟的计算理论。因此，目前较准确地提出边坡工程变形预警值也是困难的，对岩体或岩土体边坡工程变形控制标准更难提出统一的判定标准。

对边坡的治理与支护包括强度与变形两大问题。以往的边坡工程设计多侧重于防止边坡失稳即强度控制问题。近二十年来，愈来愈多的边坡工程运行中发现，很多边坡运行稳定，但边坡变形过大影响到临近建构筑物的安全和使用，因此边坡变形控制设计愈来愈得到大家的重视。

通过多年来的边坡工程设计经验总结，边坡工程变形控制设计大体包括以下内容：

1 合适的支护设计方案的确定

在地质条件和边坡高度已知的情况下，桩锚板支护结构的坡顶位移肯定要小于桩板结构；复合土钉墙的坡顶位移也总是小于土钉墙的坡顶位移；而放坡支护时的坡顶位移也总是比较大的。显然当环境条件对边坡变形要求严格时，采用合适的支护结构可以首先消除因支护结构选型不当可能造成的过大位移。

2 如何合理确定边坡支护结构的变形值及临近边坡的建构筑物的变形允许值

(1) 如何合理确定边坡支护结构的变形值

限于目前的设计理论与设计方法尚不能准确的预测支护工程的位移量。只能从多年的观测和工程类比中得到以下认识：

1) 对土钉墙支护结构和预应力复合土钉墙支护结构, 其坡顶位移多在坡高的 $3\sim 5H\%$, 其中土钉墙位移大, 预应力土钉墙一般在 $2\sim 4H\%$ 。

2) 对桩板支护结构中, 悬臂式桩板墙高度一般不宜超过 $10\sim 15\text{m}$ 。采用悬臂桩支护时其桩顶水平位移宜为悬臂段长度的 $1/100$, 且不宜大于 100mm ; 对安全等级为一级的边坡的桩顶水平位移不宜大于 60mm , 嵌固段顶端在地面处的水平位移不宜大于 10mm 。

3) 对双排桩支护结构可按照桩板结构进行支护结构位移设计。

4) 而桩锚板结构其坡顶位移控制显然要高于桩板结构位移。

(2) 临近边坡的建(构)筑物的变形允许值的确定

建筑地基基础设计规范第五章列出了建筑物的地基变形允许值要求。建筑物的地基变形允许值应按表 3 规定采用。对表中未包括的建筑物, 其地基变形允许值应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求确定。

表 3 建筑物的地基变形允许值

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜		0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	框架结构	$0.002l$	$0.003l$
	砌体墙填充的边排柱	$0.0007l$	$0.001l$
	当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	$0.005l$	$0.005l$
单层排架结构(柱距为 6m)柱基的沉降量(mm)		(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)	纵向	0.004	
	横向	0.003	
多层和高层建筑的整体现象 2	$H_g \leq 24$	0.004	
	$24 < H_g \leq 60$	0.003	
	$60 < H_g \leq 100$	0.0025	
	$H_g > 100$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量(mm)		200	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leq 20$	0.008	
	$20 < H_g \leq 50$	0.006	
	$50 < H_g \leq 100$	0.005	

	$100 < H_g \leq 150$	0.004
	$150 < H_g \leq 200$	0.003
	$200 < H_g \leq 250$	0.002
高耸结构基础的沉降量(mm)	$H_g \leq 100$	400
	$100 < H_g \leq 200$	300
	$200 < H_g \leq 250$	200

注:1 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值;

2 有括号者仅适用于中压缩性土;

3 l 为相邻柱基的中心距离(mm); H_g 为自室外地面起算的建筑物高度(m);

4 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值;

5 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6~10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

3 严格控制关键支护构件的施工质量及合理的支护结构施工工序可有效控制边坡工程的过大位移。

如对采用桩板支护牵引式滑坡的施工便是很典型的案例。牵引式滑坡多为工程施工造成。如果在开挖前先进行桩的施工,再根据现场条件及施工能力分段施工挖方,挖一段支一段,循序渐进,就不可能造成边坡的过大位移进而可能造成的滑坡。逆作法施工采用自上而下、分阶开挖及时支护的工艺,分阶的高度和长度根据现场地质条件及施工条件、施工能力确定。这样做,大大减少了边坡在无支护条件下的裸露和风化侵蚀,使其暴露时间尽可能的短,避免了因大开挖不及时支护进而造成的边坡过大位移及造成的失稳风险。

4 施加预应力是控制边坡过大变形的有效措施

非预应力锚固是一种被动支护形式,而预应力锚固则可通过超前提供预应力起到及时平衡土压力的效果,防止边坡发生过多的变形进而造成的边坡失稳。

5 信息化施工与动态设计

所谓信息化施工动态就是在施工过程中的动态管理,要把施工过程中出现的地质条件的重大变化、地质参数的异常等影响施工安全和施工方法的异常因素报告给有关方面。在对边坡进行动态施工的同时,及时进行动态设计十分必要。所谓动态设计就是在对动态施工中发现的地质条件、水的出现等地质参数发生重大变异时,要

及时进行设计变更，对地质条件和地质参数及时验证，对施工安全性进行分析，必要时修改施工方法及施工工艺。

在施工开挖过程中，发现出现过大的变形、涌砂、流水等现象时应密切加强观察、分析原因及时对采取加固措施，必要时增设其他支护方式。

河南省工程勘察设计行业协会发布

4 边坡工程勘察

4.1 一般规定

4.1.1 专门性边坡工程岩土勘察报告应包括以下主要内容：

- 1 勘察目的、任务要求和执行的主要技术标准；
- 2 边坡安全等级和勘察等级；
- 3 边坡概况（含边坡要素、边坡组成、边坡类型、边坡性质等）；
- 4 勘察方法、工作量布置和质量评述；
- 5 自然地理概况；
- 6 地质环境；
- 7 边坡岩体类别划分和可能的破坏模式；
- 8 岩土体物理力学性质；
- 9 地震效应和地下水腐蚀性评价；
- 10 边坡稳定性评价（定性、定量评价——计算模式、计算工况、计算参数取值依据、稳定状态判定等）及支护建议；
- 11 结论与建议。

4.1.2 以往对建筑工程进行勘察时常常忽视对边坡工程的勘察。但进行建筑工程勘察时如要求同时进行边坡工程勘察，因边坡工程的特殊性、复杂性，操作难度较大。这里强调二者都很重要。

4.1.4 边坡的岩土工程勘察要采用多种勘察手段并进行综合分析方能查清。

4.1.5 本条强调对特殊土边坡应结合特殊土的地质特征进行针对性的勘察。

4.1.7 边坡稳定性评价是边坡工程勘察中的重要内容，以往的勘察报告多侧重对地质条件、影响因素、成因等的分析与评价。

4.1.9 强调对已有变形迹象的边坡应在勘察过程中进行变形监测。

4.1.10 划分工程勘察等级的目的是突出重点，区别对待，指导勘察工作的布置，以利管理。边坡工程勘察的工作量布置与勘察等级关系密切，原国家规范无边坡工程勘察等级的内容。

4.2 边坡工程勘察

4.2.3 地质测绘和调查是工程勘察的重要基础工作之一，一般应在可行性研究或初勘阶段进行。本条对测绘内容和范围进行了规定，在边坡工程调查与勘察中应加强对沟底及山前堆积物的勘察。

4.2.4 本条是对边坡勘察中勘探工作的具体要求。

4.2.5 本次对岩质边坡区分了有、无外倾结构面控制的岩质边坡，增加了考虑潜在滑动面的勘探范围要求。

4.2.6 边坡的破坏主要是重力作用下的一种地质现象，其破坏方式主要是沿垂直边坡方向的滑移失稳，故勘察线应沿垂直边坡布置。沿可能支护位置布置剖面是设计的需要。本次增加了对成图比例尺的规定，规定纵、横剖面的比例尺应相同。

4.2.7 本条对控制性勘探点的数量进行了规定。

4.2.13 必要的水文地质参数是边坡稳定性评价、预测及排水系统设计所必需的，为获取水文地质参数而进行的现场试验必须在确保边坡稳定的前提下进行。同时明确了影响边坡安全的岩土条件为土质边坡、较破碎、破碎和极破碎的岩质边坡。土质边坡、较破碎、破碎和极破碎的岩质边坡有可能在进行水文测试过程中导致边坡失稳，故应慎重。

4.2.14 本条要求在边坡工程勘察中，对边坡岩土体或可能的支护结构由于地下水产生的侵蚀、矿物成分改变等物理、化学影响及影响程度进行调查研究与评价。

4.2.15 地下水的长期观测和深部位移观测是十分重要的。地下水的长期观测可以为地下水的动态变化提供依据；深部位移观测则是滑坡预测的重要手段之一。

4.2.16 本条是对边坡岩土体和环境保护的基本要求。

4.3 滑坡工程勘察

该节考虑到滑坡或潜在滑坡是边坡失稳时的特殊状态，考虑到滑坡工程的特殊性，这里列出了对滑坡工程勘察的要求，其中的重

点就是对滑坡可能的破坏模式的分析，其次是对滑面的形态和物理力学指标的确定。

4.4 岩土体边坡力学参数

4.4.2 这里引用《建筑边坡工程技术规范》GB 50330-2013 说明如下：

1 表 4.4.2 所提供的结构面的抗剪强度指标经验值，摘自国标。经多年使用，情况反映良好。

2 准确确定结构面的抗剪强度指标是十分困难的，需要综合试验成果、地区经验，并考虑施工期和运行期各种影响因素，才能合理取值。结构面仍然分为五类，对边坡工程实用而言，应该重点研究Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ类岩石边坡结构面的性质。

3 原有分类方法主要考虑了结构面张开度、充填性质、岩壁粗糙起伏程度，总体说来还比较笼统。本次提出的分类方法更为具体，分别考虑了结构面结合状况、起伏粗糙度、结构面张开度、充填状况、岩壁状况等 5 个因素。将结构面类型细分为更多的亚类，力求与实际结构面强度的确定相对应。

4 现场剪切试验是确定结构面抗剪强度的一种有效手段，但是，由于受现场试验条件限制、试验费用较高、试验时间较长等影响，在勘察时难以普遍采用。而且，试验点的抗剪强度与整个结构面的抗剪强度可能会存在较大的偏差，这种“以点代面”可能与实际不符。此外，结构面的抗剪强度还将受施工期和运行期各种因素的影响。当试验条件具备时，一级边坡宜进行现场剪切试验。

4.4.4 岩体因受结构面的影响，其抗剪强度是低于岩块的。研究表明，较之岩块，岩体的内摩擦角降低不大，而黏聚力却削弱很多。

4.4.5 本条是对滑动面（带）土的计算强度指标的规定。

4.5 边坡稳定性评价

4.5.1 根据边坡工程地质条件、可能的破坏模式以及已经出现的变形破坏迹象对边坡的稳定性状态作出定性判断，并对其稳定性趋势作出估计，是边坡稳定性分析的基础。

稳定性分析包括滑动失稳和倾倒失稳。滑动失稳可按本章方法进行；倾倒失稳尚不能用传统极限分析方法判定，可采用数值极限分析方法。

受岩土体强度控制的破坏，指地质结构面不能构成破坏滑动面，边坡破坏主要受边坡应力场和岩土体强度相对关系控制。

4.5.4 边坡稳定性定量评价是个复杂的课题。以下引用有关文献加以说明：

1 水利水电边坡工程规范的建议：

(1) 滑动稳定分析计算方法以极限平衡分析类的方法为主。对于一般节理岩体，sarma 法是重点考虑的计算方法之一。对于由于受结构面和软弱面控制有可能形成空间楔形体滑动的情况，楔体法是重点考虑的计算方法。

(2) 对于数值分析类的计算方法，如有限元法、边界元法等。本着“鼓励采用，但不做硬性规定”的原则，在条文中适当反映这方面的内容。

对于其他失稳破坏情况，还需要通过工程实践的调查，在规范中适当有所反映。

2 滑坡稳定性计算公式的比较与分析

(1) 某学者的计算与分析

通过对采用不同计算方法的三峡库区大量计算案例的对比中提出建议：在对十一个案例统计中，采用传递系数法计算的安全系数偏小的有六个，占 55%，在工程应用时偏于安全；其次为 Fellenius 法。

表 4 三峡库区十一个滑坡体不同计算模式计算结果一览表

滑坡体编号	传递系数法	Fellenius 法	Bishop 法	Janbu 法	备注
A	1.039	1.160	1.320	1.204	
B	1.700	1.746	1.793	1.730	
C	1.045	1.060	1.148	1.075	
D	1.423	1.415	1.424	1.407	
E	1.760	1.456	1.685	1.806	
F	1.569	1.328	1.671	1.752	
G	1.034	1.011	1.092	1.140	
H	1.168	1.250	1.326	1.217	

I	0.951	0.963	1.004	0.982	
J	1.018	1.010	1.014	1.015	
K	0.871	0.892	0.926	0.930	

表 5 不同计算方法的适用条件对比表

序号	计算方法	适用条件	备注
1	传递系数法	适用非圆弧法或折线法；	即不平衡推力法
2	Fellenius 法	当滑动面为圆弧形时；	
3	简化 Bishop 法	适用土质边坡和呈碎裂结构的岩质边坡，当滑动面为圆弧形时；	
4	Janbu 法	当滑面为折线形时；	
5	摩根斯顿*普阮士 (Morgenstern-Price) 法	适用土质边坡和呈碎裂结构的岩质边坡，当滑动面为圆弧形时；	
6	平面滑动算法	当滑动面为直线时；	

(2) 方玉树教授的分析

对滑坡稳定性计算公式，十四种评价方法的建议：

- 1) 瑞典圆弧法：合理性较低；工程建议：不采用；
- 2) 传递系数法：合理范围较窄；不优先采用；
- 3) 简化毕肖普法：合理性较高；滑面为圆弧时可采用；
- 4) 改进沙尔玛法：合理性较高；各种情况均可用；
- 5) 詹步法：合理性较低；工程建议：不宜采用
- 6) 简化詹步法：滑面为圆弧时合理性较高，其他较低。

这也从一个侧面体现出岩土工程的不确定性：岩土工程的“六性特点之一”——计算方法的多样性及局限性。

对滑坡剩余下滑力的计算可见本标准第 22 章的条文说明。

对于破坏机制复杂的边坡，难以采用传统的方法计算，目前国外和国内水利水电部门已广泛采用数值极限分析方法进行计算。数值极限分析方法与传统极限分析方法求解原理相同，只是求解方法不同，两种方法得到的计算结果是一致的，对复杂边坡传统极限分析方法无法求解，需要作许多人为假设，影响计算精度，而数值极限分析方法适用性广，不另作假设就可直接求得。

4.5.5 对于均质土体边坡，一般宜采用圆弧滑动面条分法进行边坡稳定性计算。岩质边坡在发育 3 组以上结构面，且不存在优势外倾结构面组的条件下，可以认为岩体为各向同性介质，在斜坡规模相对较大时，其破坏通常接近似圆弧滑面发生，宜采用圆弧滑动面条分法计算。

通过边坡地质结构分析，存在平面滑动可能性的边坡，可采用平面滑动稳定性计算方法计算。对建筑边坡来说，坡体后缘存在竖向贯通裂缝的情况较少，是否考虑裂隙水压力应视具体情况确定。

对于规模较大，地质结构较复杂，或者可能沿基岩与覆盖层界面滑动的情形，宜采用折线滑动面计算方法进行边坡稳定性计算。

4.5.6 对于圆弧形滑动面，本标准建议采用简化毕肖普法进行计算，通过多种方法的比较，证明该方法有很高的准确性，已得到国内外的公认。以往广泛应用的瑞典法，虽然求解简单，但计算误差较大，过于安全而造成浪费，所以瑞典法不再列入规范。

对于折线形滑动面，本标准建议采用传递系数隐式解法。传递系数法有隐式解与显式解两种形式。显式解的出现是由于当时计算机不普及，对传递系数作了一个简化的假设，将传递系数中的安全系数值假设为 1，从而使计算简化，但增加了计算误差。同时对安全系数作了新的定义，在这一定义中当荷载增大时只考虑下滑力的增大，不考虑抗滑力的提高，这也不符合力学规律，因而隐式解优于显式解，当前计算机已经很普及，应当回归到原来的传递系数法。

无论隐式解与显式解法，传递系数法都存在一个缺陷，即对折线形滑面有严格的要求，如果两滑面间的夹角（即转折点处的两倾角的差值）过大，就会出现不可忽视的误差。因而当转折点处的两倾角的差值超过 10° 时，需要对滑面进行处理，以消除尖角效应。一般可采用对突变的倾角作圆弧连接，然后在弧上插点，来减少倾角的变化值，使其小于 10° ，处理后，误差可以达到工程要求。

对于折线形滑动面，国际上通常采用摩根斯坦-普赖斯法进行计算。摩根斯坦-普赖斯法是一种严格的条分法，计算精度很高，也是

国外和国内水利水电部门等推荐采用的方法。由于国内许多工程界习惯采用传递系数法，通过比较，尽管传递系数法是一种非严格的条分法，如果采用隐式解法且两滑面间的夹角不大，该法也有很高的精度，而且计算简单，国内广为应用，我国工程师比较熟悉，所以本标准建议采用传递系数隐式解法。在实际工程中，也可采用国际上通用的摩根斯坦-普赖斯法进行计算。

4.5.11 为了边坡的维修工作的方便，提出了边坡稳定状态分类的评价标准。

4.5.12 对于规模较小的边坡，一般工况中采用的安全系数又较高，所以不再考虑土体的雨季饱和工况。对于受雨水或地下水影响大的边坡工程，可结合当地做法，按饱和工况计算，即按饱和重度与饱和状态时的抗剪强度参数。

规范中边坡安全系数是按通常情况确定的，特殊情况（如坡顶存在安全等级为一级的建构筑物，存在油库等破坏后有严重后果的建筑边坡）下安全系数可适当提高。

5 边坡支护结构的侧向岩土压力

5.1 一般规定

5.1.1、5.1.2 当前，国内外对土压力的计算一般采用著名的库仑公式与朗肯公式，但上述公式基于极限平衡理论，要求支护结构发生一定的侧向变形。若挡墙的侧向变形条件不符合主动极限平衡状态条件时则需对侧向岩土压力进行修正，其修正系数依据经验确定。

土质边坡的土压力计算应考虑如下因素：

1 土的物理力学性质（重力密度、抗剪强度、墙与土之间的摩擦系数等）。

2 土的应力历史和应力路径。

3 支护结构相对土体位移的方向、大小。

4 地面坡度、地面超载和邻近基础荷载。

5 地震荷载。

6 地下水位及其变化。

7 温差、沉降、固结的影响。

8 支护结构类型及刚度。

9 边坡与基坑的施工方法和顺序。

岩质边坡的岩石压力计算应考虑如下因素：

1 岩体的物理力学性质（重力密度、岩石的抗剪强度和结构面的抗剪强度）。

2 边坡岩体类别（包括岩体结构类型、岩石强度、岩体完整性、地表水浸蚀和地下水状况、岩体结构面产状、倾向、结构面的结合程度等）。

3 岩体内单个软弱结构面的数量、产状、布置形式及抗剪强度。

4 支护结构相对岩体位移的方向与大小。

5 地面坡度、地面超载和邻近基础荷载。

6 地震荷载。

7 支护结构类型及刚度。

8 岩石边坡与基坑的施工方法与顺序。

5.1.3 侧向岩土压力的计算公式主要是采用著名的库仑公式与朗肯公式，但对复杂情况的侧压力计算，近年来数值计算技术发展较快，计算机及相关的软件也较多。目前国际上和我国水利水电部门广泛采用数值极限分析方法，如有限元强度折减法和超载法，其计算结果与传统极限分析法相同，对于传统极限分析法无法求解的复杂问题十分适用，因此对于复杂情况下岩土侧压力计算可采用数值极限分析法。如岩土组合边坡的稳定性分析采用有限元强度折减法可以方便地求出稳定安全系数。

5.2 侧向土压力

5.2.1~5.2.5 按经典土压力理论计算静止土压力、主动与被动土压力。本条规定主动土压力可用库仑公式与朗肯公式，被动土压力采用朗肯公式。一般认为，库仑公式计算主动土压力比较接近实际，但计算被动土压力误差较大；朗肯公式计算主动土压力偏于保守，但算被动土压力反而偏小。建议实际应用中，用库仑公式计算主动土压力，用朗肯公式计算被动土压力。

在实际工程应用时，对正常固结的黏性土或砂土，颗粒越粗或土越密实， K_0 取本标准推荐的低值，反之取高值。但对超固结土，有时存在土的水平应力大于竖直应力，会出现 K_0 大于1的情况，使用时应注意超固结土的情况。

5.2.6、5.2.7 采用水土分算还是水土合算，是当前有争议的问题。一般认为，对砂土与粉土采用水土分算，黏性土采用水土合算。水土分算时采用有效应力抗剪强度；水土合算时采用总应力抗剪强度。对正常固结土，一般以室内自重固结下不排水指标求主动土压力；以不固结不排水指标求被动土压力。

5.2.8 本条主动土压力是按挡墙后有较陡的稳定岩石边坡情况下导出的。

对于稳定且无软弱层岩石坡面与填土间的摩擦角 δ_r 的取值及其影响，以及对于稳定岩石角度 θ 的影响，课题组进行了专门的研究，研究结论认为，稳定岩石与土之间的摩擦角 δ_r 对主动土压力计算值影响很大。随稳定岩石坡面与土之间的摩擦角 δ_r 的增加，主动

土压力值会明显减小。当 $\delta r = \varphi$ 时，应用公式（5.2.8）计算得到的值比公式（5.2.3）得到的值略小，它们间的结果相近；当 $\delta r = 0.5\varphi$ 时，应用公式（5.2.8）计算得到的值比公式（5.2.3）得到的值大 1.541 倍-2.549 倍，同时随 c 值的增大而增加。另外随稳定岩石角度 θ 的增加，主动土压力的值会有所减小，但影响值明显比稳定岩石与土之间的摩擦角 δr 影响小。稳定岩石坡面与填土间的摩擦角取值宜根据试验确定。当无试验资料时，可按本条中提出的建议值 $\delta r = (0.40 \sim 0.70)\varphi$ 。一般说来对黏性土与粉土取低值，对砂性土与碎石土取高值。

5.2.9 本条提出的一些特殊情况下的土压力计算公式，是依据土压力理论结合经验确定的半经验公式。

二阶的直立岩土质边坡是常见的边坡，根据平面滑裂面导出了在二阶的边坡上总岩土压力计算式与滑裂面的倾角。二阶直立岩石边坡上总岩石压力计算式与滑裂面的倾角计算的计算公式与二阶直立土质边坡的计算基本相同，但如岩体中存在外倾结构面时，滑裂面的倾角取外倾结构面的倾角。对于单阶边坡，此式可退化到朗肯公式。

5.2.10 当土质边坡的坡面为倾斜时，根据平面滑裂面，得到了土压力计算公式与滑裂面的计算公式（5.2.10）。

本条规定的关于边坡坡面为倾斜时的土压力计算公式，可以确定边坡破坏时平面破裂角。用公式（5.2.10）计算主动土压力值与公式（5.2.3）的值一致，但对一般的斜边坡公式（5.2.10）比公式（5.2.3）更为简洁，当 $\alpha = 90^\circ$ 或倾斜边坡坡高为临界高度时， $\theta = (\alpha + \varphi) / 2$ 。

5.2.11 在地震作用下，考虑地震作用时的土压力计算，应考虑地震角的影响，地震角的大小与地震设计烈度有关，并采用库仑理论公式计算。本标准中的关于地震情况下的土压力计算公式是参照国内建筑、铁路、公路、交通等行业的抗震规范提出的。计算时，土的重度除以地震角的余弦，墙背填土的内摩擦角和墙背摩擦角分别减

去地震角和增加地震角。地震角的取值是采用现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 中的值。

5.3 侧向岩石压力

5.3.1 对侧向岩石压力的计算方法近年来争论较多。从定性角度出发，对侧向岩石压力的分析应根据岩体结构面特征及组合关系以及可能的破坏模式进行分析，常见的现象是当岩体完整性好，无外倾结构面时，即使边坡很高，其稳定性毋庸置疑。但考虑到计算方法的完整性，该节仍引用原国家规范的计算方法。

岩体与土体不同，滑裂角为外倾结构面倾角，因而由此推出的岩石压力公式与库仑公式不同，当滑裂角 $\theta=45^\circ+\varphi/2$ 时公式（5.3.1）即为库仑公式。当岩体无明显结构面时或为破碎、散体岩体时 θ 角取 $45^\circ+\varphi/2$ 。

5.3.2 有些岩体中存在外倾的软弱结构面，即使结构面倾角很小，仍可能产生四面楔体滑落，对滑落体的大小按当地实际情况确定。滑落体的稳定分析采用力多边形法验算。

5.3.3 本条给出推移型永久性边坡且坡顶无建筑荷载时岩质边坡侧向岩石压力计算方法，以及破裂角设计取值原则。本条中的无建筑荷载主要是指无重要建筑物或荷载较大的建筑物。本条规定侧压力可按理论公式和按取等效内摩擦角的经验公式计算，两者中取大值作为设计依据。一般情况下，由于规定的等效内摩擦角取得很大，经验公式算出的结果都会小于理论公式计算的结果（除IV类岩体边坡外）。当岩质和结构面结合程度高时，导致按理论计算公式计算得到的推力为零或极小，以致不需要支护或支护量极少。为保证工程安全，实际工程中这种情况下仍然需要一定的支护。经验公式不会算出推力为零或极小的情况，起到了保证最少支护量的作用。经验公式计算考虑以下因素：①建筑岩石边坡在使用期内，受不利因素与时间效应的影响，岩石及结构面强度可能软化降低；②考虑偶然地震荷载作用的不利影响；③考虑地质参数取值可能存在变异性的不利影响，本条的计算方法力图达到边坡支护的可靠度，满足现行标准的要求。

对临时岩质边坡侧向岩石压力计算和破裂角的取值作出一定的修正，其依据是临时边坡设计中可以不考虑时间效应和地震效应等不利因素的影响，因此岩压力的计算可以适当放松，按经验公式计算时等效内摩擦角可取标准中的高值；另外，对于破裂角的取值也可提高。但坡顶有建（构）筑物荷载的临时边坡应考虑坡顶建（构）筑物荷载对边坡塌滑区范围的扩大影响，同时应满足永久性边坡的相关规定。

5.3.6 在地震作用下，考虑地震作用时的岩石侧压力计算，应考虑地震角的影响，地震角的大小与地震设计烈度有关。根据 GB 50111-条文说明中第 6.1.6 条，工程震害调查表明，位于岩石地基上的挡土墙震害比在土基上的挡土墙稍轻微，因而岩石地基上的地震角取值与本标准第 5.2.11 条相同，并采用库仑理论公式计算。

6 坡率法

6.1 一般规定

6.1.1 坡率法是指控制边坡高度和坡度、无需对边坡整体进行支护而自身稳定的一种设计方法，它是一种比较经济、施工方便的边坡治理方法，对有条件的且地质条件不复杂的场地宜优先用坡率法。

6.1.3 本条列出了五种情况不应采用单独放坡法。如当地质条件复杂，破坏后果很严重的边坡工程治理不应单独使用坡率法，单独采用坡率法时可靠性低，因此应与其他边坡支护方法联合使用。

6.1.4 对于填方边坡可在填料中增加加筋材料提高边坡的稳定性或加大放坡的坡度以保证边坡的稳定性。

6.2 设计计算

6.2.1~6.2.5 采用坡率法的边坡，原则上都应进行稳定性计算和评价，但对于工程地质及水文地质条件简单的土质边坡和整体无外倾结构面的岩质边坡，在有成熟的地区经验时，可参照地区经验或表 6.2.1 或表 6.2.2 确定放坡坡率。对于填土边坡由于所用土料及密实度要求可能有很大差别，不能一概而论，应根据实际情况按本标准第 5 章的有关规定通过稳定性计算确定边坡坡率；无经验时可按 GB 50007 的有关规定确定填土边坡的坡率允许值。

6.3 构造要求

6.3.1~6.3.5 在坡高范围内，不同的岩土层，可采用不同的坡率放坡。边坡坡率设计应注意边坡环境的防护整治，边坡水系应因势利导保持畅通。考虑到边坡的永久性，坡面应采取保护措施，防止土体流失、岩层风化及环境恶化造成边坡稳定性降低。

7 重力式挡墙

7.1 一般规定

7.1.1 重力式挡墙靠自身重量抑制岩土压力，一般基础底面大、体积也大。如高度过大，则不经济。当土质边坡高度大于 8m、岩质边坡高度大于 10m 时，上述状况已明显存在，故本条对挡墙高度作了限制。第 7 章和第 9 章虽然都为重力式挡墙，但考虑到二者组成材料差别较大，所以分别叙述。

7.1.2 重力式挡墙形式的选择对挡墙的安全与经济影响较大。在同等条件下，挡墙中主动土压力以仰斜最小，直立居中，俯斜最大，因此仰斜式挡墙较为合理。但不同的墙型往往使挡墙条件（如挡墙高度、填土质量）不同。故重力式挡墙形式应综合考虑多种因素而确定。挖方边坡采用仰斜式挡墙时，墙背可与边坡坡面紧贴，不存在填方施工不便、质量受影响的问题，仰斜当是首选墙型。挡墙高度较大时，土压力较大，降低土压力已成为突出问题，故宜采用衡重式或仰斜式。

7.1.3 一般情况下，重力式挡墙位移较大，难以满足对变形的严格要求。挖方挡墙施工难以采用逆作法，开挖面形成后边坡稳定性相对较低，有时可能危及边坡稳定及相邻建筑物安全。因此本条对重力式挡墙适用范围作了限制。

7.1.4、7.1.5 土质地基有软弱层或岩质地基有软弱结构面时，存在着挡墙地基整体失稳破坏的可能性，故需进行地基稳定性验算。

7.2 设计计算

7.2.2 对于高大挡土墙，通常不允许出现达到极限状态的位移值，因此土压力计算时考虑增大系，同时也与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 一致。

7.2.3~7.2.5 抗滑移稳定性及抗倾覆稳定性验算是重力式挡墙设计中十分重要的一环，式（7.2.3）及式（7.2.4）应得到满足。当抗滑移稳定性不满足要求时，可采取增大挡墙断面尺寸、墙底做成逆坡、换土做砂石垫层等措施使抗滑移稳定性满足要求。当抗倾覆稳定性

不满足要求时，也可采取增大挡墙断面尺寸、增长墙趾或改变墙背做法（如墙背上做卸荷台）等措施使抗倾覆稳定性满足要求。地震工况时，土压力按本标准第5章有关规定进行计算。

7.3 构造要求

7.3.2 条石、块石及素混凝土是重力式挡墙的常用材料，也有采用砖及其他材料的。

7.3.3 挡墙基底做成逆坡对增加挡墙的稳定有利，但基底逆坡坡度过大，将导致墙踵陷入地基中，也会使保持挡墙墙身的整体性变得困难。为避免这一情况，本条对基底逆坡坡度作了限制。

7.3.6 本次补充了稳定斜坡地面基础埋置条件。其中距斜坡地面水平距离的上、下限值的采用，可根据地基的地质情况，斜坡坡度等综合确定。如较完整的硬质岩，节理不发育、微风化的、坡度较缓的可取上限值 0.6m；节理发育的、坡度较陡时可取下限值 1.5m；对岩石单轴抗压强度在 15MPa~30MPa 的岩石，可根据具体环境情况取中间值。

7.4 施工

7.4.1 挡墙出现事故后经常发现墙内砌块直径偏小、浆体不足甚至无浆体等现象，施工中应严格按照设计要求施工，同时监理也应严格按照设计要求和规范标准进行监理。

7.4.4 本条规定是为了避免填方沿原地面滑动。填方基底处理办法有铲除草皮和耕植土、开挖台阶等。

7.4.5 挡墙发生倒塌事故或出现外鼓、裂缝后经常发现挡土墙排水管不能有效排水现象。应重视排水管的有效排水对减轻挡墙压力的作用。

8 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙

8.1 一般规定

8.1.1、8.1.2 参照《建筑边坡工程技术规范》GB 50330，限制悬臂式挡墙和扶壁式挡墙在不良地质地段和地震时的应用。

悬臂式挡墙由底板和固定在底板上的直墙构成，主要靠底板上的填土重量来维持稳定的挡土墙，主要由立壁、趾板及踵板三个钢筋混凝土构件组成。悬臂式挡墙的主要特点是构造简单、施工方便、墙身截面较小，自身质量轻，可以较好地发挥材料的强度性能，以消耗一定数量的钢材和水泥来换取石料，一般在石料缺乏、地基承载力较低的填方中采用，其轻型美观的造型也适用于城市。由于踵板受施工条件限制，一般用于较平坦的填方地段。根据国内大量现场测试结果表明：当悬臂式挡土墙墙高大于 7m 时，墙身变形及钢筋用量过大安全及经济性不理想。结合国外经验综合确定悬臂式挡土墙墙高不宜大于 6m。

扶壁式挡墙由立板、底板及扶壁（立板的肋）三部分组成，底板分为墙趾板和墙踵板。扶壁式挡墙适用于石料缺乏、地基承载力较低的填方边坡工程。一般采用现浇钢筋混凝土结构。扶壁式挡墙回填不应采用特殊类土（如淤泥、软土、黄土、膨胀土、盐渍土、有机质土等），主要考虑这些土物理力学性质不稳定、变异大，因此限制使用。扶壁式挡墙高度不宜超过 10m 的规定是考虑地基承载力、结构受力特点及经济等因素定的，一般高度为 6m~10m 的填方边坡采用扶壁式挡墙较为经济合理。

近年来出现了预制钢筋混凝土挡墙（预制空箱墙），因其可以批量生产、性能稳定，可以同时大面积开展作业，最初大量应用于应急抢险工程中。目前在建筑与市政工程、交通工程、水利工程等领域有一定应用。

8.1.4 扶壁式挡墙基础应置于稳定的地层内，这是挡墙稳定的前提。本条规定的挡墙基础埋置深度是参考国内外有关规范而定的，这是为满足地基承载力、稳定和变形条件的构造要求。在实际工程中应

根据工程地质条件和挡墙结构受力情况，采用合适的埋置深度，但不应小于本条规定的最小值。在受冲刷或受冻胀影响的边坡工程，还应考虑这些因素的不利影响，挡墙基础应在其影响之下的一定深度。

8.1.5 墙基底下为软弱土、特殊土时，可采用地基处理的方式提高地基强度或消除特殊土的危害再采用挡墙，如采用挡墙与处理基础结合的组合结构（如桩基托梁挡土墙等）来保证墙体的稳定。

8.2 设计计算

8.2.1 挡土墙的设计首先要保证安全、稳定，满足稳定性评价的要求。

8.2.2 扶壁式挡墙的设计内容主要包括边坡侧向土压力计算、地基承载力验算、结构内力及配筋、裂缝宽度验算及稳定性计算。在计算时应根据计算内容分别采用相应的荷载组合及分项系数。扶壁式挡墙外荷载一般包括墙后土体自重及坡顶地面活载。当受水或地震影响或坡顶附近有建筑物时，应考虑其产生的附加侧向土压力作用。

根据国内外模型试验及现场测试的资料，按库仑理论采用第二破裂面法计算侧向土压力较符合工程实际。但目前美国及日本等均采用通过墙踵的竖向面为假想墙背计算侧向压力。因此本条规定当不能形成第二破裂面时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线作为假想墙及通过墙踵的竖向面为假想墙背计算侧向压力。同时侧向土压力计算应符合本规范的有关规定。

8.2.3 扶壁式挡墙基础埋深较小，墙趾处回填土往往难以保证夯填密实，因此在计算挡墙整体稳定及立板内力时，可忽略墙前底板以上土的有利影响，但在计算墙趾板内力时则应考虑墙趾板以上土体的重量。

8.2.5 不考虑立臂板的墙背与填料的摩擦，一是在墙型及构造上立臂板与底板连为一体，当墙体变形时，实际墙背与填料不易产生摩擦，且目前尚无可靠的实测资料，因此墙背摩擦角不好确定；二是不计墙背摩擦角偏于安全。

影响扶壁式挡墙的侧向压力分布的因素很多，主要包括墙后填土、支护结构刚度、地下水、挡墙变形及施工方法等，可简化为三角形、梯形或矩形。应根据工程具体情况，并结合当地经验确定符合实际的分布图形，这样结构内力计算才合理。

8.2.6 扶壁式挡墙是较复杂的空间受力结构体系，要精确计算是比较困难复杂的。根据扶壁式挡墙的受力特点，可将空间受力问题简化为平面问题近似计算。这种方法能反映构件的受力情况，同时也是偏于安全的。立板和墙踵板可简化为靠近底板部分为三边固定，一边自由的板及上部以扶壁为支承的连续板；墙趾底板可简化为固端在立板上的悬臂板进行计算；扶壁可简化为悬臂的 T 形梁，立板为梁的翼，扶壁为梁的腹板。

8.3 构造要求

8.3.2 扶壁式挡墙的尺寸应根据强度及刚度等要求计算确定，同时还应当满足锚固、连接等构造要求。

8.3.3 扶壁式挡墙配筋应根据其受力特点进行设计。立板和墙踵板按板配筋，墙趾板按悬臂板配筋，扶壁按倒 T 形悬臂深梁进行配筋；立板与扶壁、底板与扶壁之间根据传力要求计算设计连接钢筋。宜根据立板、墙踵板及扶壁的内力大小分段分级配筋，同时立板、底板及扶壁的配筋率、钢筋的搭接和锚固等应符合 GB 50010 的有关规定。

8.3.4 根据 GB 50010 规定了扶壁式挡墙的混凝土强度等级、钢筋直径和间距及混凝土保护层厚度的要求。

8.3.5 在挡墙底部增设防滑键是提高挡墙抗滑稳定的一种有效措施。当挡墙稳定受滑动控制时，宜在墙底下设防滑键。防滑键应具有足够的抗剪强度，并保证键前土体足够抗力不被挤出。

8.3.6、8.3.7 挡墙基础是保证挡墙安全正常工作的十分重要的部分。实际工程中许多挡墙破坏都是地基基础设计不当引起的。因此设计时必须充分掌握工程地质及水文地质条件，在安全、可靠、经济的前提下合理选择基础形式，采取恰当的地基处理措施。当挡墙纵向坡度较大时，为减少开挖及挡墙高度，节省造价，在保证地基承载

力的前提下可设计成台阶形。当地基为软土层时，可采用换土层法或采用桩基础等地基处理措施。不应将挡墙置于未经处理的软弱地层上。

8.3.9 钢筋混凝土结构扶壁式挡墙因温度变化引起材料变形，增加结构的附加内力，当长度过长时可能使结构开裂。本条参照现行有关标准规定了伸缩缝的构造要求。扶壁式挡墙对地基不均匀变形敏感，在不同结构单元及地层岩土性状变化时，将产生不均匀变形。为适应这种变化，宜采用沉降缝分成独立的结构单元。有条件时伸缩缝与沉降缝宜合并设置。

8.3.10 墙后填土直接影响侧向土压力，因此宜选用透水性强，易排水、内摩擦角大的填料，可显著减小墙后侧向土压力。不得采用如黏性土、淤泥、耕土、膨胀土、盐渍土及有机质土等特殊土。

8.3.11 扶壁式挡墙为钢筋混凝土结构，其受力较大时可能开裂，钢筋净保护层厚度减小，受水浸蚀影响较大。为保证扶壁式挡墙的耐久性，本条规定了扶壁式挡墙裂缝宽度计算的要求。

8.4 施工

8.4.1 根据典型施工经验，总结了悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的主要施工工艺。

8.4.2 规定了悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的施工顺序和各阶段需要主要的问题。

8.4.4 本条规定在施工时应做好地下水、地表水及施工用水的排放工作，避免水软化地基，降低地基承载力。基坑开挖后应及时进行封闭和基础施工。

8.4.5 本条规定了悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的施工分项工程应按照有关规范、标准进行检查和检验。

9 加筋土挡墙

9.1 一般规定

9.1.1~9.1.3 对大量填方工程而言，除常见的挡土墙支护结构外，本章的加筋土挡墙和锚定板挡墙（具体见第 10 章）无疑是填方工程常见的支护形式，因此编制本标准时将其单独列入。

加筋土挡墙是由筋带、填料、面板及面板基础等组成的柔性整体结构。在填料中铺设筋带，构成土、筋复合体，当筋带与其周围土之间发生相对位移时，填料与拉筋之间形成摩擦阻力，从而平衡填料作用于墙面上的水平土压力。加筋土挡土墙中加筋的土体及结构均为柔性，在外力作用下有较好的整体变形协调能力，而且与其他类型的挡土结构相比，具有良好的抗震性能。国内加筋土挡土墙高度一般在 10m 以内，超过 10m 需要特殊设计，因此单级墙高不宜大于 10m。高墙设错台有利于调整墙面水平位移，减少墙面板对地基的压力，便于施工操作，因此当挡土墙较高时，一般采用多级的形式。

9.1.6 限制了加筋土挡墙在不良地质地段和水流冲刷地段的应用，墙基底下为软弱土、特殊土时，可采用地基处理的方式提高地基强度或消除特殊土的危害。

9.1.7 加筋土挡墙的设计应进行稳定性验算和外部稳定计算。软土地基上的加筋体应作地基沉降计算。地基下可能存在深层滑动时，应作加筋体与地基整体滑动稳定验算。

9.2 设计计算

国内不同行业的规范、标准对加筋土挡墙的计算模式有所不同，这里引用 GB/T50290 的计算模式。作用于墙面板上的土压应力是作为拉筋强度、拉筋间距设计的主要依据，它包括面板后加筋体内填料产生的水平土压应力、附加荷载产生的水平土压应力和加筋体顶面以上填土产生的水平土压应力。

9.3 构造要求

9.3.3 加筋土挡墙相邻墙面的夹角不宜小于 70° ，主要考虑的是施工时该部分筋带的布置均匀，受力合理与经济。为充分发挥筋带与填料间的摩擦力，一般情况下应避免筋带相互重叠，但当采用聚丙烯土工带作筋带时，一个钢拉环（或预留穿筋孔）上筋带数量可能较多，基于抗拔稳定性的要求，为承担土压力强度的需要，部分筋带可以重叠。

9.3.4 对于一般土质无冲刷的挡土墙基础，其埋置深度要求在地面以下不少于 1m。国内大量的加筋土工程实践表明，上述规定对加筋土来说一般偏大，由于加筋体外设置了散水和 1m 宽的护脚，从而保护了加筋土结构的基础，因此埋深可以减少，条文中确定最小值 0.6m。当地基为岩石或其他硬质材料作地基时，加筋土面板基础的埋深不受上述限制，可根据具体情况决定。

对于设置在斜坡上的加筋土结构，应在墙脚设置一定宽度的护脚，以防止前沿土体在加筋土体水平推力作用下产生剪切破坏，导致加筋土结构丧失稳定性。

为排除墙趾的地表径流，防止雨水、加筋体顶面和内部排出的水流渗入加筋土挡土墙的基础或冲刷基础，护脚表面宜用浆砌片石做成具有 3%~5% 横坡的散水层。

9.4 施工

9.4.1 加筋土挡墙施工一般应包括基槽开挖、地基处理或基础施工、面板预制和面板安砌、加筋材料铺设、填料摊铺及压实，倒滤排水设施、帽石(胸墙)浇注、基础护脚和附属设施的施工等，

9.4.2 当需要进行基础处理时应按照本标准有关规定进行，挡土板施工宜在场地地基处理后进行。

9.4.3 填料的选择要求易压实、与拉筋材料有足够的摩擦力、满足化学和电学标准。因此，黏性土、粉土、砂土、碎石土均可应用。填料的压实能否达到设计要求是加筋土工程成败的关键。加筋土力学性能的改善和稳定性的提高与填料的压实紧密相关，要达到规定的压实度，填料本身的颗粒级配应比较好，对砂砾石填料，最大粒径不得大于填件压实厚度的 $2/3$ ，且不大于 150cm，其总量不大于

15%；第二，填料的含水量应接近于最佳含水量；第三，填料必须分层碾压，分层厚度一般不超过 300mm，碾压机械也必须达到一定的标准。

9.4.4、9.4.5 本条规定了面板和筋带安装时应注意的问题。

9.4.7 本条规定了加筋土挡土墙的施工分项工程中每一个环节都应按照设计要求进行检查和检验，并及时做好工程质量检查和隐蔽工程的验收等。

河南省工程勘察设计行业协会发布

10 锚定板挡墙

10.1 一般规定

10.1.1~10.1.5 锚定板挡墙是由挡土板或墙面板、锚定板、拉杆、肋柱、基础及填土所共同组成的一个整体。是一种适用于填方的轻型支护结构。

锚定板挡墙主要有两种类型：肋柱式和板壁式。肋柱式锚定板挡土墙的墙面系由肋柱和挡土板组成，一般为双层拉杆，锚定板面积较大，拉杆较长，挡土墙的变形量较小；板壁式锚定板挡土墙的墙面系为钢筋混凝土墙面板，通过墙面板几何形状及板厚的搭配，获得可观赏性外观，多用于有景观要求的支护工程。

锚定板挡墙的主要特点有：构件断面小、结构质量轻、柔性大、工程量省、圻工数量少，构件可预制，有利于实现结构轻型化和机械化施工。

锚定板挡墙主要适用于承载力较低的软弱地基和缺乏石料的地区，在滑坡、坍塌、软土及膨胀土地区不能使用。

单级锚定板挡墙的高度通常不大于 6~8m。分级设计时，上、下两级墙之间应留有平台，平台宽度一般不小于 2.0m。为了减少因上级墙肋柱下沉对下级墙拉杆的影响，上级墙肋柱与下级墙肋柱沿路线方向的位置应该相互错开。

10.2 设计计算

10.2.1 本条规定了锚定板挡墙设计时应遵循的基本原则。

10.2.2 虽然锚定板挡墙的挡土板或墙面板所承受的土压力由填料及附加荷载所引起，但锚定板挡墙为组合结构，由于拉杆、锚定板及填土的相互作用，土压力的作用机制较为复杂，与填料性质、压实度、拉杆埋深及拉杆长度、锚定板的面积等多种因素有关。铁路部门结合工程项目，进行了大量现场实测与模型试验，得出以下结论：

(1) 实测的主动土压力大于按库仑理论所计算的主动土压力，其比值约为 1.21~1.55。一般介于计算的主动土压力与静止土压力之间。

(2) 实测土压力沿墙背不是按三角形分布，多呈单峰形或锯齿形分布。

由于锚定板挡墙中，钢筋混凝土构件为主要组成部分，需较为精确地计算构件所承受的作用（或荷载），特别是要防止多层拉杆的肋柱因作用（或荷载）采用值不当而影响到内力负荷的改变，所以设计土压力不能简化为三角形分布。为了简化计算，填料产生的土压力建议采用图 10.2.2 所示的分布图形，该图形的面积要等于库仑主动土压力的水平分力 E_x 乘以土压力增大系数 β 。

10.2.3 锚定板挡墙的整体稳定验算是保证挡土墙安全使用的关键，也是决定拉杆长度的依据，因此必须慎重对待。

整体稳定验算可采用折线裂面法(即 Kranz 法)或整体土墙方法计算，可根据锚定板设置的具体条件选择其中一种方法。如缺乏经验，要同时以两种方法进行分析比较，采用偏于安全的计算结果。

整体稳定验算时假想墙背上的主动土压力值不乘增大系数。锚定板挡土墙一般不需进行抗倾覆验算。

10.2.4 肋柱的内力计算可根据肋柱上设置的拉杆层数肋柱与肋柱及肋柱与基础的连接状况，按简支梁或连续梁计算。

考虑到肋柱的支点为其后端与锚定板连接的埋在填土中的拉杆，实为弹性支承，各支承点变形是由填土和拉杆的变形组成，一般情况下各支点变形量是不相同的，因而要按弹性支承连续梁计算肋柱内力。由于填土的不均匀且土体变形十分复杂，因而各支点柔度系数变化较大，很难准确计算。同时，考虑到肋柱在搬运吊装及施工过程中拉杆受力不均匀等情况，以及上述可能出现的各种不利因素，故在肋柱计算中要同时按刚性支承连续梁和弹性支承连续梁计算，并按两种情况计算所得的最不利弯矩、剪力进行肋柱截面设计和配筋。保证肋柱有足够的安全度并防止出现裂缝。

10.3 构造要求

10.3.1 锚定板挡墙的主要构件多为混凝土或钢筋混凝土预制件，本条规定了构件的混凝土强度等级。

10.3.2 由于锚定板挡墙为拼装结构，为避免产生过大的位移，故规定肋柱安装时不得前倾，并适当后仰，其后仰倾斜度宜为 1: 0.05。

10.3.3 锚定板挡墙多用于地基承载力较低的填土区，肋柱下端设置基础能保证挡墙的稳定，应在肋柱主要受力面进行配筋。

10.3.4 为避免雨水等沿多级挡墙平台处流入墙体，需在平台处设置封闭层并保持一定坡度，便于水的排出。

10.4 施工

10.4.1 根据典型施工经验，总结了锚定板挡墙的主要施工工艺。

10.4.4 锚定板所能提供的抗拔力，锚定板挡土墙的整体稳定性，钢拉杆因土体下沉引起的次应力等因素，都直接与锚定板挡土墙的填料性质及夯实质量有密切关系。加强填料的选择和填土工序质量控制，才能确保填土质量，这是决定锚定板挡土墙成败的关键因素之一。墙后填料最好采用透水性的砂类土（粉砂、粘砂除外）、砾石类土、碎石类土等。不能采用膨胀土、盐渍土及块石类土。严禁采用有腐蚀作用的酸性土和有机质土，以防填料对拉杆钢筋的电化学腐蚀作用。填料施工时应由下至上分层压实填筑，分层厚度一般不超过 300mm，碾压机械也必须达到一定的标准。

10.4.5~10.4.7 规定了挡土板、拉杆、锚定板安装施工要求及注意事项。

10.4.8 本条规定了锚定板挡墙的施工分项工程应按照有关规范、标准进行检查和检验。

11 土钉墙与复合土钉墙

11.1 一般规定

11.1.1 土钉墙是从隧道新奥法基础上发展起来的一门边坡支护技术，通过钢筋、锚索等高强度材料对原位岩土体进行加固，从而提高原位岩土体的“似凝聚力”及其强度，使被加固土体形成了性质与原来大为不同的复合材料“似重力式挡墙”。在豫西黄土边坡中因其安全、适用、施工方便、经济等因素有广泛大量应用，经过多年发展，土钉墙已经成为了一门成熟的、常规的、通用的边坡工程设计方法，但在原国家规范中并未列出，给设计单位造成许多不便。因此本标准将其作为一个章节单独列出。

在下列土体中，不适合设置永久土钉墙：

- (1) 标贯击数 $N < 9$ 、相对密度 $D_r < 0.3$ 的松散砂土；
- (2) 液性指数大于 0.5 的软塑、流塑黏性土；
- (3) 含有大量有机物或工业废料的低强度回填土、新填土及中强腐蚀性土；
- (4) 塑性指数大于 20 和液限大于 50% 且无侧限抗压强度小于 50kPa 的黏性土。

11.1.2 考虑到边坡工程的永久性特点，本条限制土钉墙高度不超过 10m。在边坡较高时，可采用预应力锚杆（锚索）与土钉墙结合联合使用。在顺层及存在不利结构面的研岩质边坡中设置土钉时，沿层面或不利结构面要进行整体抗滑、抗剪稳定性验算，根据验算结果与其他措施联合使用。当边坡较高时可结合地形地质条件设多级土钉墙。多级墙上、下两级之间设置平台，平台宽度不小于 2m，每级墙高不宜大于 10m。

11.2 设计与计算

11.2.2 大量观测资料表明，对采用土钉墙支护结构、预应力复合土钉墙支护结构的均匀土边坡及黄土边坡，其坡顶位移多在坡高的 3~5H%，其中土钉墙位移稍大，预应力土钉墙一般在 2~4H%。

11.2.3 内部整体稳定性对应的破裂面穿过所有土钉时的稳定性；外部整体稳定性对应于破裂面穿过少数土钉，大多数土钉均在滑面内的稳定性。

11.2.4 土钉墙由于面板、土钉与边坡岩土相互作用，土压力的问题比较复杂，它与边坡岩土性质、注浆压力等许多因素有关。为简化设计，将土钉墙面板作为假想墙背，简化后的墙背土压力按式（11.2.4-1）及式（11.2.4-2）计算。此处作用于土钉墙面板上的设计土压力与土钉喷层后实际土压力是不同的。

11.2.7 土钉的有效锚固长度与无效长度是由加固岩土体潜在破裂面确定，根据实测资料将每层土钉最大轴力连线简化后所得，与 $0.3H$ 法接近。

11.2.8 土钉的抗拉断和抗拔验算采用极限状态法。抗拔极限状态设计中，由于抗设计值约为标准值的 0.8 倍，抗拔安全系数为 1.8，故抗拔稳定性验算时的拉力设计值的分项系数近似取为 1.45。

由于边坡土体开挖未设土钉时属危险阶段，因此土钉墙除考虑使用阶段的整体稳定验算外，还要进行施工阶段每一层开挖完毕未设土钉时的稳定验算，但稳定系数取值略小一些。

11.2.9 土钉墙外部稳定性验算，一是将土钉及其加固体视为重力式挡土墙，按重力式挡土墙的稳定验算方法，进行抗倾覆稳定、抗滑稳定及基底压应力验算。土钉墙简化成挡土墙，其厚度一般按照土钉水平长度的 $2/3 \sim 11/12$ 选取。二是对于土质边坡、碎石土软岩边坡，还要进行外部整体稳定性验算。如土钉超过破裂面的有效锚固长度 $\leq 3\text{m}$ ，则验算时忽略土钉的作用。

对土钉墙与复合土钉墙的具体设计，这里以豫西巩义某地的填方边坡某土钉墙支护结构为例加以说明。

1 工程概况及工程地质条件简述

（1）工程概况

某变电站位于郑州市西部约 50km 的黄土丘陵上，地形高低不平，其中场地西南侧为人工填方区，填方厚达十余米，该处场地有一监控楼 4 层，砖混结构，基础为人工挖孔桩基础，桩端持力层为

③层黄土状粉质粘土。距监控楼南侧 6 米即为该填方区边坡，边坡高 10.6m，坡率 1: 0.7，坡角 55°，系由当地黄土夯实而成，坡面砌筑砂浆块石，顶部厚 0.4m，底部厚达 1.4m。该工程建成于 2004 年底。2005 年 7 月 28 日，发现监控楼南侧 5m 处围墙有一东西向裂缝，长 10m，宽 0.8cm，8 月 29 日一场大雨后，该裂缝宽达 7.6cm。10 月 1 日~10 月 4 日，一场连阴雨，裂缝扩大至 15-30cm，同时，边坡外沿下沉 15-20cm，西南角向下滑塌，发生局部塌陷，边坡坡面中部砌石鼓凸并有数条裂缝，宽达 30cm 左右。坡角明显刺入地基土。经现场实测，须处理范围东西长 100m，南北宽约 20m，处理面积约 1300m²。

(2) 边坡场地工程地质条件简述

与本边坡工程有关的土层工程地质特征见表 1。其中②层黄土状粉土有轻微湿陷性，非自重湿陷系数为 0.015~0.032。

表 1 各层土的物理性指标统计表

层号	岩性	层底埋深 (m)	平均层厚 (m)	孔隙比 e	液性指数 I_L	标贯击数 $N_{63.5}$	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	压缩模量 E_s (MPa)
①	素填土	12.7	12.7	0.914		6~11	130	5.2
②	黄土状粉土	19.2	6.5	0.923	0.06	7~12	150	8.1
③	黄土状粉质粘土	25.3	6.1	0.791	0.12	12~15	190	7.8

场地 30m 勘探深度内未见地下水。

2 边坡坍塌原因分析

(1) 该边坡为高填方永久性人工边坡，若按坡率法放坡，按照文献 1 第 12.1.5 条及第 12.2.1 条，应该分级放坡，当坡高 10m 左右时，放坡坡率宜不超过 1: 1.25。而本边坡工程即没有分级放坡，且放坡坡率达 1: 0.7，因此边坡的整体稳定性较差，据验算，其整体稳定性系数仅 1.06，显然不符合国家规范的要求。

(2) 边坡坐落在②层黄土状粉土有轻微湿陷性，非自重湿陷系数为 0.015~0.032，场地属轻微湿陷场地。在坡底外缘约 3m 处现场取样资料显示，该层虽经过强夯处理，但孔隙性明显，仍有一定湿陷性。湿陷处理不彻底。按照文献 2 第 6.2.6 条，强夯处理范围应大

于建筑物基础范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下处理深度的 $1/2\sim 2/3$ ，并不宜小于 3m 。显然该边坡工程对地基的处理范围不能满足国家规范的要求。

(3) 坡顶没有设置排水设施，也没有做防渗处理。

这样，在雨季，在上述条件综合作用下，边坡出现坍塌应在常理之中。因此边坡加固方案的选择必须因地制宜，有的放矢。

3 边坡加固方案的概念设计（比较与选型）

该边坡工程为一级边坡，根据该边坡特征及环境条件和业主要求，考虑有如下 2 种处理方案可供选择：

(1) 格构锚杆，适用于土坡高度大于 15m 的边坡。但费用偏高。

(2) 土钉墙及复合土钉墙支护结构：土钉墙一般适用高度约 10m ，而预应力复合土钉墙适用高度可达 15m 。

根据地区经验结合现场条件并考虑到方案的经济性，综合考虑后采用预应力复合土钉墙。

(1) 细部设计思路

经过对上述各种方案安全性与经济性的比较与分析，最终确定采用如下治理方案进行综合处理：

1) 充分利用已有坡面的坡率，在此基础上采用加长土钉墙与预应力结合的支护方案，以控制边坡变形为目的，提高边坡整体稳定安全系数；2) 对坡脚下陡坎（高约 2.5m ）与该人工边坡一样采用土钉墙支护加固；3) 对坡脚未处理的②层湿陷性黄土状粉土进行注浆加固处理，处理宽度为坡脚外 3m ；4) 采取上堵下排的排水措施，即坡顶设置厚 0.5m 的灰土隔水层，防止上部雨水流入，坡面设置导水管，以排除坡内可能的积水。

(2) 西南角高边坡土钉墙支护

该地段坡高约 10.7m 经计算，自上而下拟作 7 排土钉，长度分别为 9 、 12 、 12 、 12 、 9 、 9 、 6m （上述每个钻孔深度应根据现场地质条件具体确定，但应与原设计深度相当），水平及竖向间距 $1.6\sim 1.8\text{m}$ ，土钉墙杆体选用 $\phi 20\text{II}$ 级钢筋，孔径 $\phi 100$ ，其整体稳定安

全系数为 1.28~1.42。满足规范要求。上述各地段面层设计参数：挂 $\Phi 10$ 钢筋网@250×250mm，加强筋为 $\Phi 12$ ，间距 2m，然后喷射细石砼 C20 厚 150mm 护面，喷射砼经验配合比为水泥：砂：石子=1：2：2~2.5，并根据坡面喷射情况进行适当调整。以下仅对西南角高边坡的处理方案进行介绍 其中第一排、第三排、第四排分别施加 80kN、120kN、150kN 的预应力。针对该高危边坡的土钉墙支护及注浆加固结构见图 2。

表 2 西南角高边坡土钉墙支护参数一览表

序号	土钉长度 (m)	土钉倾角 (°)	水平间距 (m)	竖向间距 (m)	土钉直径 (mm)	杆体直径 (mm)
第一排	8.7	10	1.5	1.5	100	20
第二排	11.7	10	1.5	1.3	100	20
第三排	11.7	10	1.5	1.2	100	25
第四排	11.7	10	1.5	1.2	100	25
第五排	8.7	10	1.5	1.2	100	20
第六排	8.7	10	1.5	1.0	100	20
第七排	8.7	10	1.5	1.0	100	20
第八排	8.7	10	1.5	1.0	100	20
第九排	8.7	10	1.5	1.0	100	20

(3) 其他地段高边坡土钉墙支护

经计算，该地段坡高约 10.6m，自上而下拟作 6 排土钉，长度分别为 9、12、12、9、9、6m（上述每个钻孔深度应根据现场地质条件具体确定，但应与原设计深度相当），水平及竖向间距 1.6~1.8m，土钉墙杆体选用 $\phi 20$ II 级钢筋，孔径 $\phi 100$ ，其分层开挖的内部稳定性安全系数为 1.34~1.57；整体稳定安全系数为 1.32~1.48；抗水平滑移的稳定安全系数为 1.33；抗倾覆稳定安全系数为 1.36，均满足规范要求。

5 坡脚湿陷性黄土压力灌浆处理

根据以往工作经验，结合该场地土质条件，确定采用压力灌浆处理黄土湿陷性，注浆材料以水泥浆为主剂，必要时加适量添加剂，水灰比采用 1：0.7~1：1。灌浆容许压力为 0.7~1.0Mpa。注浆范围自回填土边坡坡脚算起，向外 3m，注浆孔分 3 排，间距 1m，

位置为坡脚向外 0.5、1.5、2.5m，单排注浆孔间距 1.2m，孔深 6~7m（具体按现场地质条件确定孔深，原则上应穿透湿陷性黄土 0.5m。）。西南角南侧有 13m 长的临空面，临空面陡坎高 3m，该段除土钉加固外，注浆孔增加一排，处理宽度为 4m 左右。分层开挖的内部稳定性安全系数为 1.3~1.69；外部稳定性分析中的整体稳定安全系数为 1.33~1.59；抗水平滑移的稳定安全系数为 1.38；抗倾覆稳定安全系数为 1.39，均满足规范要求。墙底承载力验算也满足设计要求，限于篇幅，不再叙述。

6 坡顶设置灰土隔水层

按设计要求开挖后先用一般土回填、夯实，上部做 0.3~0.4m 3:7 灰土垫层，上部做水泥地面，厚 10cm。地面向北倾斜，坡率约 10%。处理范围：坡顶南边线至办公楼边，宽度为 5m，办公楼以东处理宽度为 3.7m，处理深度为：塌方区 1.0m，其他 0.5m。处理总面积为 690m²，回填土方量 410m³，水泥地面硬化混凝土用量 34.5m³。

7 坡面设置导水管

沿坡面垂向间隔 3m 设置一排导水管，水平间隔 10m 设置一个导水管，共设 4 排。

8 变形监测

在坡顶和坡脚分别设置 4 个支护体变形监测点，共设置 8 个变形监测点。

具体平面布置情况见图 1。

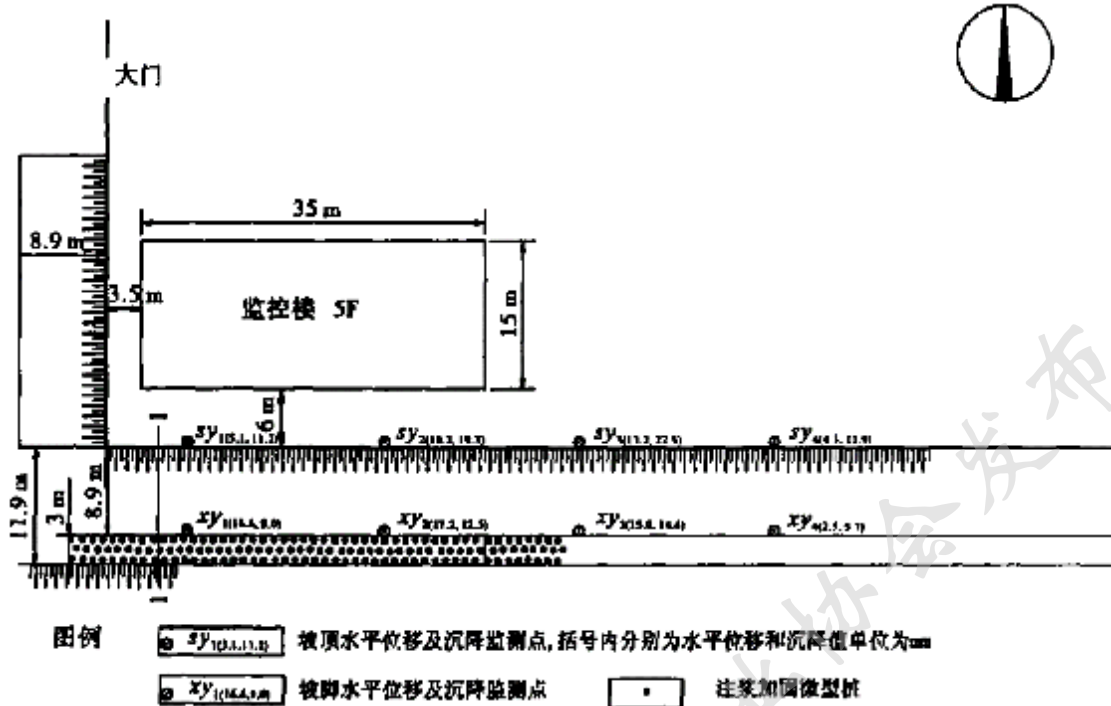


图 1 某变电站场区人工边坡监测点平面布置图

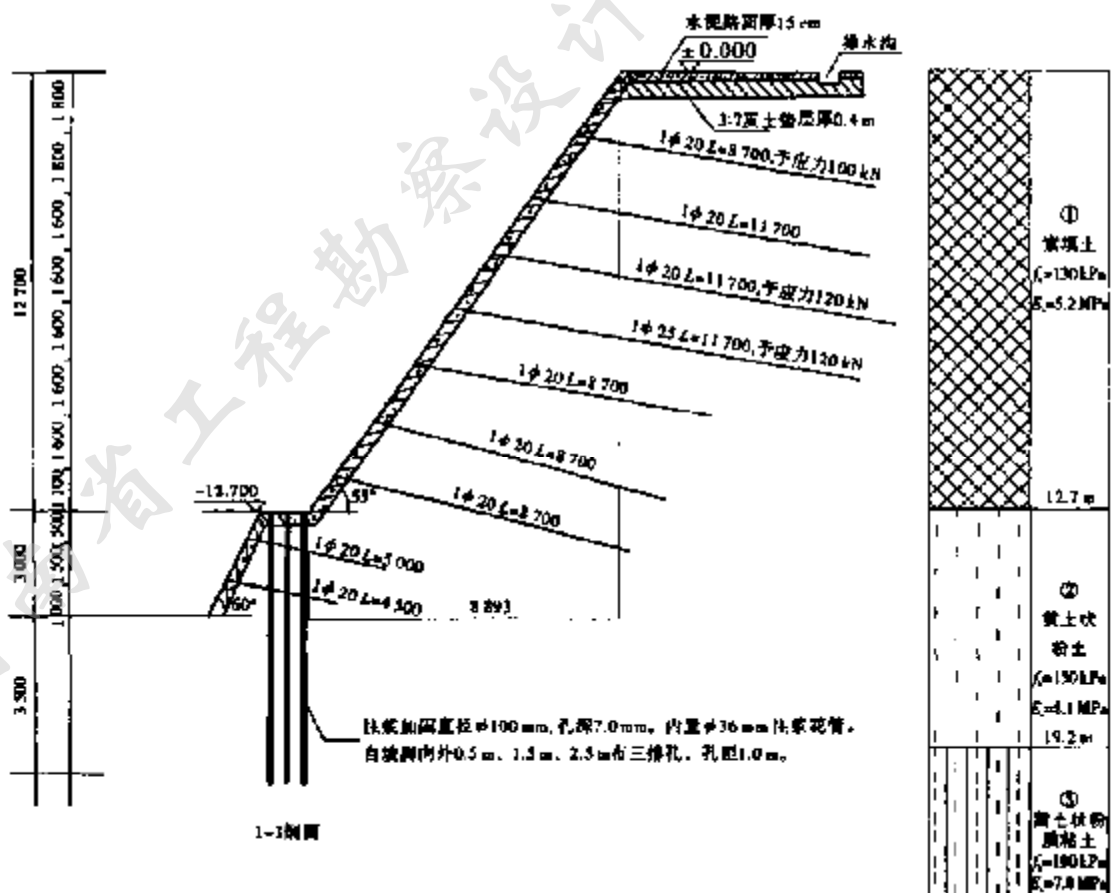


图 2 某人工边坡加固及地基处理示意图

5 基坑监测方案简要说明

(1) 监测内容

包括支护体顶部和底部水平位移和沉降监测，在基坑顶坡面上各设置 4 个水平位移及沉降监测点；

(2) 监测标准

1) 基坑坡顶、坡底支护体水平位移监测：综合文献 3 和文献 5，对一级边坡要求累计水平位移不超过 3‰H（H 为坡高）即累计水平位移不大于 32mm，支护体最大水平位移累计不大于 50mm；每天位移不大于 2mm/d；2) 坡顶、坡底沉降观测：累计沉降量不大于 30mm；每天沉降量不大于 1mm，监测内容及监测标准见表 3。

表 3 监测内容及监测标准一览表

监测内容 边坡类别	支护体水平位移及速率（安全值）	支护体最大水平位移及速率(警戒值)
一级边坡	≤30mm 及 ≤1mm/d	≤50mm 及≤2mm/d

6 边坡工程的施工及有关试验说明

加固施工开始于 2005 年 11 月 1 日，2005 年 12 月 7 日结束，工期 37 天，完成土钉墙喷护面积 1420m²，完成土钉 4698m；注浆加固设计孔深 7m，处理至第③层黄土状粉质粘土，单米长度用水泥 1.4 袋/m，累计进尺 1800m；共布置监测点 8 个，坡顶、坡底各 4 个，自 2006 年 1 月开始监测，到目前为止，已历时 18 个月。

(1) 土钉抗拔试验资料分析

从郑州市临近场地、类似地质条件及边坡设计经验看收集到的资料看，在黄土状粉土地层中土钉单位极限抗拔力可达 17.6~25.2kN/m；在对现场三根长 11.7m 的土钉进行抗拔试验的资料显示，其平均极限抗拔力为 236.2kN，依次反算土与土钉的界面极限摩阻力可达 94kPa。而理论计算中对该地层界面极限摩阻力采用 65kPa。

7 监测资料分析

监测资料显示：（1）坡顶：自西向东分别为 sy1、sy2、sy3、sy4，其水平位移依次为 5.1、10.2、13.2、4.5mm；其沉降量依次为 11.2、19.3、22.5、11.9mm；（2）坡底：自西向东分别为 xy1、xy2、xy3、xy4，其水平位移依次为 16.6、17.2、15.0、2.5mm；其沉降量依次为 9.0、12.5、24.4、5.7mm。四个点水平位移及沉降量均小于设计值，自 2006 年 10 月开始已趋于稳定。

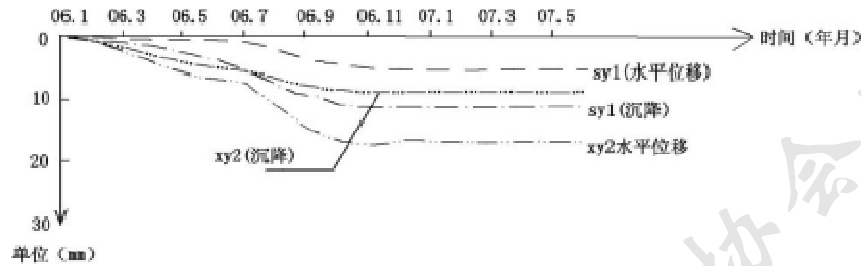


图 3 某边坡坡顶、坡脚水平位移、沉降——时间关系曲线

11.3 耐久性设计

考虑到土钉墙与预应力复合土钉墙多用于临时基坑或临时边坡中。对永久边坡因其特殊性，增加了对其结构耐久性的要求。

11.4 构造要求

11.4.1 近年来实际工程中使用的土钉墙、预应力复合土钉墙多为喷射混凝土+模筑混凝土面层，因此对面层提出了构造要求。对于临时工程、无景观要求且满足侵蚀环境等级要求的工程，也有采用喷射混凝土夹钢筋网作为面层的情况。

11.4.2 土钉墙实测受力为中部大、上下小，且中部呈现鼓肚子特征；数值分析结果表明，土钉墙坡脚存在应力集中问题，故提出“保住中部、稳定坡脚”的设计原则，并强调边坡中部土钉宜适当加强。土钉墙分层开挖的最大高度取决于岩（土）体的自稳能力。

12 锚杆(索)

12.1 一般规定

12.1.2 锚杆是能将张拉力传递到稳定的或适宜的岩土体中的一种受拉杆件(体系),一般由锚头、杆体自由段和杆体锚固段组成。当采用钢绞线或钢丝束作杆体材料时,可称为锚索。根据锚固段灌浆体受力的不同,主要分为拉力型、压力型、荷载分散型(拉力分散型与压力分散型)等。拉力型锚杆锚固段灌浆体受拉,浆体易开裂,防腐性能差,但易于施工;压力型锚杆锚固段灌浆体受压,浆体不易开裂,防腐性能好,承载力高,可用于永久性工程。近年来,锚杆技术发展迅速,在边坡支护、危岩锚定、滑坡整治、洞室加固及高层建筑基础锚固等工程中广泛应用,具有实用、安全、经济的特点。本章仅对拉力型锚杆,其他类型锚杆可参考有关规范、规程。

12.1.6 当坡顶边缘附近有重要建(构)筑物时,一般不允许支护结构发生较大变形,此时采用预应力锚杆(锚索)能有效控制支护结构及边坡的变形量,有利于建(构)筑物的安全。对施工期稳定性较差的边坡,采用预应力锚杆减少变形同时增加边坡滑裂面上的正应力及阻滑力,有利于边坡的稳定。

12.2 设计计算

本节将锚杆(索)设计部分涉及的杆体(钢筋、钢绞线、预应力钢丝)截面积、锚固体与地层的锚固长度,杆体与锚固体(水泥浆、水泥砂浆等)的锚固长度计算由原国家规范中的概率极限状态设计方法转换成传统意义的安全系数法计算,以便与国家现行岩土工程类多数标准修改稿的思路保持一致。对应的地层(岩石与土体)与锚固体之间粘结强度特征值由地层与锚固体间粘结强度极限标准值替代。临时性锚杆、永久性锚杆的荷载分项系数、杆体抗拉工作条件系数、锚固体与地层间粘结工作条件系数、杆体与锚固体粘结强度工作条件系数在锚杆杆体抗拉安全系数和岩土锚杆锚固体抗拔安全系数中综合考虑。

此外，对不同边坡工程安全等级所对应的临时性锚杆、永久性锚杆的锚杆杆体抗拉安全系数和锚杆锚固体抗拔安全系数按不同的边坡工程安全等级逐一作出了规定。

12.2.1 用于边坡支护的锚杆轴向拉力 N_{ak} 是荷载分项系数 1.0 的荷载效应基本组合时，锚杆挡墙计算求得的锚杆拉力组合值，可按本标准静力平衡法或等值梁法（附录 G）计算的锚杆挡墙支点力求得。

12.2.2~12.2.4 锚杆设计宜先按式（12.2.2）计算所用锚杆钢筋的截面积，选择每根锚杆实配的钢筋根数、直径和锚孔直径，再用选定的锚孔直径按式（12.2.3）确定锚固体长度 l_a [此时，锚杆（索）承载力极限值 $N=A_s f_y$ ($A_s f_{py}$) 或 $\pi D f_{ybk} l_a$ 的较小值]，然后再用选定的锚杆钢筋面积，按式（12.2.3）和式（12.2.4）确定锚杆杆体的锚固长度 l_a 。锚杆杆体与锚固体材料之间的锚固力一般高于锚固体与土层间的锚固力，因此土层锚杆锚固段长度计算结果一般均由式（12.2.3）控制。

极软岩和软质岩中的锚固破坏一般发生于锚固体与岩层间，硬质岩中的锚固端破坏可发生在锚杆杆体与锚固体材料之间，因此岩石锚杆锚固段长度应分别按式（12.2.3）和式（12.2.4）计算，取其中大值。表 12.2.3-2 主要根据工程经验，并结合有关标准而定的；表 12.2.3-3 数值主要参考 GB 50086 及有关标准确定。锚杆极限承载力标准值由基本试验确定，对于二、三级边坡工程中的锚杆，其极限承载力标准值也可由地层与锚固体粘结强度标准值与其两者的接触表面积乘积来估算。

锚杆设计顺序和内容可按图 1 进行。

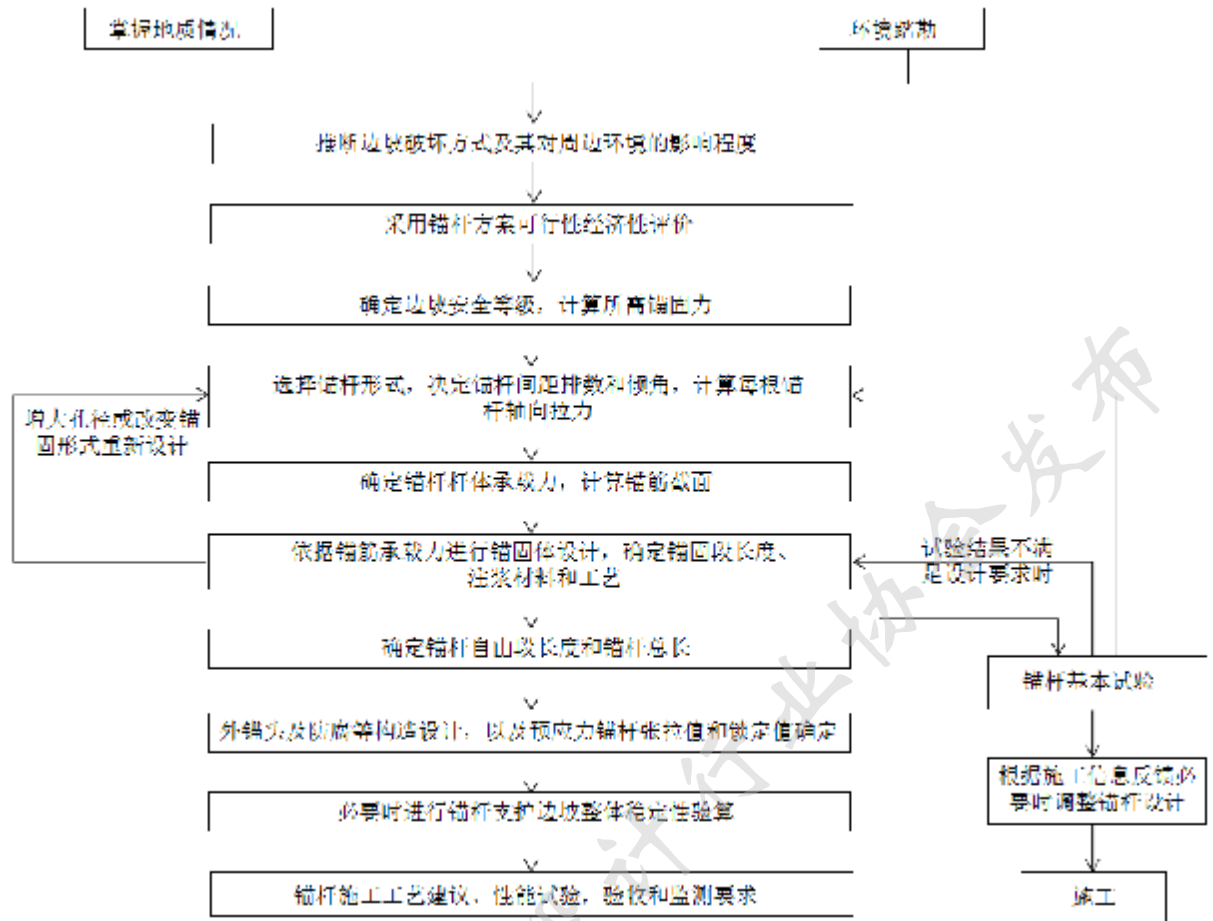


图 1 锚杆设计顺序及内容

12.3 构造要求

12.3.2 对非预应力全粘结型锚杆，当锚杆承载力标准值低于 400kN 时，采用Ⅱ、Ⅲ级钢筋能满足设计要求，其构造简单，施工方便。承载力设计值较大的预应力锚杆，宜采用钢绞线或高强钢丝，首先是因为其抗拉强度远高于Ⅱ、Ⅲ级钢筋，能满足设计值要求，同时可大幅度地降低钢材用量；二是预应力锚索需要的锚具、张拉机具等配件有成熟的配套产品，供货方便；三是其产生的弹性伸长总量远高于Ⅱ、Ⅲ级钢筋，当锚头松动，钢筋松弛等原因引起的预应力损失值也要小得多；四是钢绞线、钢丝运输、安装较粗钢筋方便，在狭窄的场地也可施工。高强精轧螺纹钢则适用于中级承载能力的预应力锚杆，有钢绞线和普通粗钢筋的类同优点，其防腐的耐久性和可靠性较高，锚杆处于水下、腐蚀性较强的地层中，且需预应力时宜优先采用。

镀锌钢材在酸性土质中易产生化学腐蚀，发生“氢脆”现象，故作此条规定。

12.3.4 锚具的构造应使每束预应力钢绞线可采用夹片方式锁定，张拉时可整根锚杆操作。锚具由锚头、夹片和承压板等组成，为满足设计使用目的，锚头应具有多次补偿张拉的功能，锚具型号及性能参数详见国家现行有关标准。

12.3.8 本条规定锚固段设计长度取值的下限值，是为保证锚固效果安全、可靠，使计算结果与锚固段锚固体和地层间的应力状况基本一致。计算采用过长的增大锚固长度，并不能提高锚固力，公式（12.2.3）应用必须限制计算长度的上限值，国外有关标准规定计算长度不超过 10m。实际工程中，考虑到锚杆耐久性和对岩土体加固效应等因素，锚杆实际锚固长度可适当加长。反之，锚固段长度设计过短时，由于实际施工期锚固区地层局部强度可能降低，或岩体中存在不利组合结构面时，锚固段被拔出的危险性增大，为确保锚固安全度的可靠性，国内外有关标准均规定锚固段构造长度不得小于 3.0m~4.0m。

大量的工程试验证实，在硬质岩和软质岩中，中、小级承载力锚杆在工作阶段锚固段应力传递深度约为 1.5m~3.0m（12~20 倍钻孔直径）。

综合以上原因，本标准根据大量锚杆试验结果及锚固段设计安全度及构造需要，提出锚固段的设计计算长度应满足本条要求。

当计算锚固段长度超过限值时，可采取锚固段压力灌浆（二次劈裂灌浆）方法加固锚固段周围土体、提高土体与锚固体粘结摩阻力，以获得更高单位长度锚固段抗拔承载力。一般情况下，采取压力灌浆方法可提高锚固力 1.2 倍~1.5 倍。

12.3.10 锚杆轴线与水平面的夹角小于 10° 后，锚杆外端灌浆饱满度难以保证，因此建议夹角一般不小于 10° 。由于锚杆水平抗拉力等于拉杆强度与锚杆倾角余弦值的乘积，锚杆倾角过大时锚杆有效水平拉力下降过多，同时将对锚肋作用较大的垂直分力，该垂直分力在

锚肋基础设计时不能忽略，同时对施工期锚杆挡墙的竖向稳定不利，因此锚杆倾角宜为 $10^{\circ}\sim 35^{\circ}$ 。

12.3.13 在锚固段岩体破碎，渗水严重时，水泥固结灌浆可达到密封裂隙，封阻渗水，保证和提高锚固性能效果。

12.3.14、12.3.15 锚杆防腐处理的可靠性及耐久性是影响锚杆使用寿命的重要因素之一，“应力腐蚀”和“化学腐蚀”双重作用将使杆体锈蚀速度加快，锚杆使用寿命大大降低，防腐处理应保证锚杆各段均不出现杆体材料局部腐蚀现象。

锚杆的防腐保护等级与措施应根据锚杆的设计使用年限及所处地层有无腐蚀性确定。腐蚀环境中的永久性锚杆应采用I级防腐保护构造；非腐蚀环境中的永久性锚杆及腐蚀环境中的临时性锚杆应采用II级防护，非腐蚀环境中的临时性锚杆可采用III级简单防腐保护构造。具体防腐做法及要求可参见 GB 50086 相关要求。

13 岩石锚喷支护

13.1 一般规定

13.1.1 本条明确了该章的适用范围。结合《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB50086 的规定锚喷支护应用范围确定为I、II、III类岩石永久边坡，I、II、III类岩石临时边坡，以及I~III类岩石边坡整体稳定前提下的浅层加固与坡面防护，共三种类型，同时明确了永久性边坡、临时性边坡相应的适用高度。锚喷支护具有性能可靠、施工方便、工期短等优势，但喷层外表不佳且易污染；采用现浇钢筋混凝土板能改善美观，因而表面处理也可采用喷射混凝土和现浇混凝土面板。

13.1.3 锚喷支护中锚杆有系统锚杆与局部锚杆两种类型。系统锚杆用以维持边坡整体稳定；局部锚杆用以维持不稳定块体的稳定。

13.2 设计计算

13.2.1 锚喷支护边坡的整体稳定性计算，边坡侧压力及分布图形，锚杆总长度以及锚杆计算均按本标准第 5 章和第 13 章相关规定执行。本条说明锚喷支护的锚杆轴向拉力标准值的计算方法。

13.2.2 本条说明用局部锚杆加固不稳定块体的具体计算方法。

13.3 构造要求

13.3.1、13.3.2 岩石边坡在稳定性较好时，锚喷支护中的锚杆多采用全长粘结性锚杆，主要是由于全长粘结性锚杆具有性能可靠、使用年限长，便于岩石边坡施工的优点，一般长度不宜过长。对于提高岩石边坡整体稳定性的锚喷支护，一般在坡面上采用按一定规律布设的系统锚杆来提高整体稳定，系统锚杆在坡面上多采用已被工程实践证明了加固效果优于其他布设方式的行列式或菱形排列，且锚杆间的最大间距，以确保两根锚杆间的岩体稳定。锚杆最大间距显然与岩坡分类有关，岩坡分类等级越低，最大间距应当越小。对于系统锚杆未能加固的局部不稳定区或不稳定块体，可采用随机布设

的、数量较少的随机锚杆进行加固，以确保岩石边坡局部区域及不稳定块体的稳定性。

13.3.3 岩质边坡应符合本标准第 17.2.3 条第一款的规定，边坡的整体稳定已采用坡率法保证，本条的做法仅起到坡面防护和坡体浅层加固的作用。

本条各款中具体参数的选择可按 I、II 类边坡或高度较低的边坡取小值，III、IV 类边坡或高度较高的边坡取大值的原则执行，对临时性边坡取较小值。

13.3.4 喷射混凝土应重视早期强度，通常规定 1d 龄期的抗压强度不应低于 5.0MPa。

13.3.5 边坡的岩面条件通常要比地下工程中的岩面条件差，因而喷射混凝土与岩面的粘结力略低于地下工程中喷射混凝土与岩面的粘结力。GB 50086 规定，I、II 类围岩喷射混凝土与岩面粘结力不低于 0.8MPa；III、IV 类围岩不低于 0.5MPa。本条规定整体状与块体岩体不应低于 0.8MPa；碎裂状岩体不应低于 0.4MPa。

13.4 施工

13.4.3 锚喷支护应尽量采用部分逆作法施工，这样既能确保工程开挖中的安全，又便于施工。但应注意，对未支护开挖段岩体的高度与宽度应依据岩体的破碎、风化程度作严格控制，以免施工过程中出现事故。

14 锚杆（索）挡墙

14.1 一般规定

14.1.1~14.1.3 锚杆挡墙是由锚杆和钢筋混凝土肋柱及挡板组成的支护结构物，它依靠锚固于稳定岩土层内锚杆的抗拔力平衡挡板处的土压力，本条规定了锚杆挡墙的适用范围，对于填方边坡高度不高时也可适用。锚杆挡墙的形式多样，根据挡墙的结构形式可分为板肋式锚杆挡墙、格构式锚杆（索）挡墙和排桩式锚杆挡墙，根据锚杆类型可分为非预应力锚杆挡墙和预应力锚杆（索）挡墙。另外还有竖肋和板为预制构件的装配式锚杆挡墙以及组合式锚杆挡墙。

根据地形、地质特征和边坡荷载等情况，各类锚杆挡墙的方案特点和其适用性如下：

1 钢筋混凝土装配式锚杆挡土墙适用于填方地段。

2 现浇钢筋混凝土板肋式锚杆挡土墙适用于挖方地段，当土方开挖后边坡稳定性较差时应采用“逆作法”施工。

3 排桩式锚杆挡土墙：适用于边坡稳定性很差、坡肩有建（构）筑物等附加荷载地段的边坡。当采用现浇钢筋混凝土板肋式锚杆挡土墙，还不能确保施工期的坡体稳定时宜采用本方案。排桩可采用人工挖孔桩、钻孔桩或型钢。排桩施工完后用“逆作法”施工锚杆及钢筋混凝土挡板或拱板。

4 钢筋混凝土预应力锚杆挡土墙：当挡土墙的变形需要严格控制时，宜采用预应力锚杆。锚杆的预应力也可增大滑面或破裂面上的静摩擦力并产生抗力，更有利于坡体稳定。

14.1.5 填方锚杆挡土墙垮塌事故经验证实，控制好填方的质量及采取有效措施减小新填土沉降压缩、固结变形对锚杆拉力增加和对挡墙的附加推力增加是高填方锚杆挡墙成败关键。因此本条规定新填方锚杆挡墙应作特殊设计，采取有效措施控制填方对锚杆拉力增加过大的不利情况发生。当新填方边坡高度较大且无成熟的工程经验时，不宜采用锚杆挡墙方案。

14.2 设计计算

14.2.4 挡墙侧向压力大小与岩土力学性质、墙高、支护结构形式及位移方向和大小等因素有关。根据挡墙位移的方向及大小，其侧向压力可分为主动土压力、静止土压力和被动土压力。由于锚杆挡墙构造特殊，侧向压力的影响因素更为复杂，例如：锚杆变形量大小、锚杆是否加预应力、锚杆挡土墙的施工方案等都直接影响挡墙的变形，使土压力发生变化；同时，挡土板、锚杆和地基间存在复杂的相互作用关系，因此目前理论上还未有准确的计算方法如实反映各种因素对锚杆挡墙的侧向压力的影响。从理论分析和实测资料看，土质边坡锚杆挡墙的土压力大于主动土压力，采用预应力锚杆挡墙时土压力增加更大，本标准采用土压力增大系数 β 来反映锚杆挡墙侧向压力的增大。岩质边坡变形小，应力释放较快，锚杆对岩体约束后侧向压力增大不明显，故对非预应力锚杆挡墙不考虑侧压力增大，预应力锚杆考虑 1.1 的增大值。

14.2.3~14.2.7 从理论分析和实测结果看，影响锚杆挡墙侧向压力分布图形的因素复杂，主要为填方或挖方、挡墙位移大小与方向、锚杆层数及弹性大小、是否采用逆作施工方法、墙后岩土类别和硬软等情况。不同条件时分布图形可能是三角形、梯形或矩形，仅用侧向压力随深度成线性增加的三角形应力图已不能反映许多锚杆挡墙侧向压力的实际情况。本标准第 14.2.5 条对满足特定条件时的应力分布图形作了梯形分布规定，与国内外工程实测资料和相关标准一致。主要原因为逆作施工法的锚杆对边坡变形约束作用、支撑作用及岩石和硬土的竖向拱效应明显，使边坡侧向压力向锚固点传递，造成矩形应力分布图形与有支撑时基坑土压力呈短形、梯形分布图形不同。反之，上述条件以外的非硬土边坡宜采用库仑三角形应力分布图形或地区经验图形。

14.2.3、14.2.8 锚杆挡墙与墙后岩土体是相互作用、相互影响的一个整体，其结构内力除与支护结构的刚度有关外，还与岩土体的变形有关，因此要准确计算是较为困难的。根据目前的研究成果，可按连续介质理论采用有限元、边界元及弹性支点法等方法进行较精确

的计算。但在实际工程中，也有采用等值梁法或静力平衡法等进行近似计算。

在平面分析模型中弹性支点法根据连续梁理论，考虑支护结构与其后岩土体的变形协调，其计算结果较为合理，因此规范推荐此方法。等值梁法或静力平衡法假定上部锚杆施工后开挖下部边坡时上部分的锚杆内力保持不变，并且在锚杆处为不动点，不能反映挡墙实际受力特点。因锚杆受力后将产生变形，支护结构刚度也较小，属柔性结构。但在锚固点变形较小时其计算结果能满足工程需要，且其计算较为简单。因此对岩质边坡及较坚硬的土质边坡，也可作为近似方法。对较软弱土的边坡，宜采用弹性支点法或其他较精确的方法。

14.2.9 挡板为支承于竖肋上的连续板或简支板、拱构件，其设计荷载按板的位置及标高处的岩土压力值确定，这是常规的能保证安全的设计方法。大量工程实测值证实，挡土板的实际应力值存在小于设计值的情况，其主要原因是挡土板后的岩土存在拱效应，岩土压力部分荷载通过“拱作用”直接传至肋柱上，从而减少作用在挡土板上荷载。影响“拱效应”的因素复杂，主要与岩土密实性、排水情况、挡板的刚度、施工方法和力学参数等因素有关。目前理论研究还不能作出定量的计算，一些地区主要是采取工程类比的经验方法，相同的地质条件、相同的板跨，采用定量的设计用料。本条按以上原则对于存在“拱效应”较强的岩石和土质密实且排水可靠的挖方挡墙，可考虑两肋间岩土“卸荷拱”的作用。设计者应根据地区工程经验考虑荷载减小效应。完整的硬质岩荷载减小效应明显，反之极软岩及密实性较高的土荷载减小效果稍差；对于软弱土和填方边坡，无可靠地区经验时不宜考虑“卸荷拱”作用。

14.2.10 锚杆挡墙的整体稳定性验算包括内部稳定和外部稳定两方面的验算。

内部稳定是指锚杆锚固段与支护结构基础假想支点之间滑动面的稳定验算，可结合本规标准第4章的有关规定。

外部稳定是指支护结构、锚杆和包括锚固段岩土体在内的岩土体的整体稳定，可结合本标准第 4 章的有关规定，采用圆弧法验算边坡的整体稳定。

14.3 构造要求

14.3.2 锚杆轴线与水平面的夹角小于 10° 后，锚杆外端灌浆饱满度难以保证，因此建议夹角一般不小于 10° 。由于锚杆水平抗拉力等于拉杆强度与锚杆倾角余弦值的乘积，锚杆倾角过大时锚杆有效水平拉力下降过多，同时将对锚肋作用较大的垂直分力，该垂直分力在锚肋基础设计时不能忽略，同时对施工期锚杆挡墙的竖向稳定不利，因此锚杆倾角宜为 $10^\circ\sim 35^\circ$ 。

提出锚杆间距控制主要考虑到当锚杆间距过密时，由于“群锚效应”锚杆承载力将降低，锚固段应力影响区段土体被拉坏可能性增大。

由于锚杆每米直接费用中钻孔费约占一半左右，因此在设计中应适当减少钻孔量，采用承载力低而密的锚杆是不经济的，应选用承载力较高的锚杆，同时也可避免发生“群锚效应”不利影响。

14.3.6 本条提出现浇挡板的厚度不宜小于 200mm 的建议要求，主要考虑现场立模和浇混凝土的条件较差，为保证混凝土质量的施工要求。为确保挡土板混凝土浇筑密实度，一般情况下，不宜采用喷射混凝土施工。

14.4 施工

14.4.1 稳定性一般的高边坡，当采用大爆破、大开挖或开挖后不及时支护或存在外倾结构面时，均有可能发生边坡失稳和局部岩体塌方，此时应采用自上而下、分层开挖和锚固的逆作施工法。

15 格构锚杆（索）

15.1 一般规定

15.1.1 格构加固技术是利用浆砌块石或现浇钢筋混凝土进行边坡坡面防护，并利用锚杆（索）加以固定的一种边坡支护形式。

GB50330 将其列入锚杆挡墙一章中。鉴于格构式锚杆（索）挡墙支护技术应用广泛，故将其单独列出。

目前我省在边坡工程中主要使用浆砌块石和现浇钢筋混凝土格构，格构的常用型式有 4 种：

1 方型：指顺边坡倾向和沿边坡走向设置方格状格构（如图 1 所示）。

2 菱形：沿平整边坡坡面斜向设置格构（如图 2 所示）。

3 人字型：按顺边坡倾向设置浆砌块石条带，沿条带之间向上设置人字型浆砌块石拱或钢筋混凝土（如图 3 所示）。

4 弧型：按顺边坡倾向设置浆砌块石或钢筋混凝土条带，沿条带之间向上设置弧型浆砌块石拱或钢筋混凝土（如图 4 所示）。

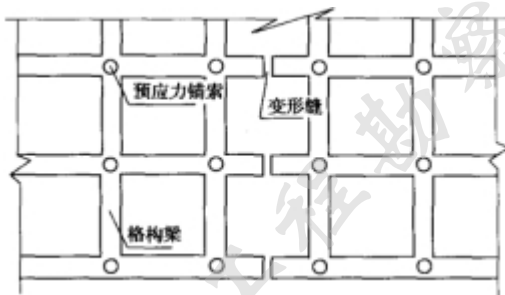


图 1 方形格构

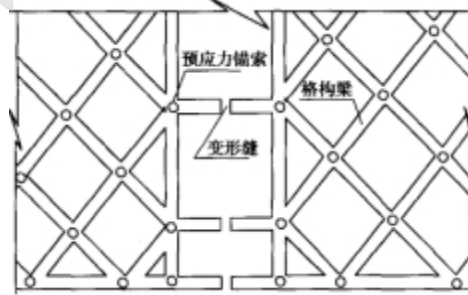


图 2 菱形格构

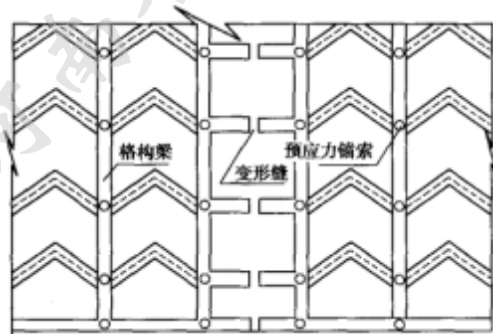


图 3 人字形格构

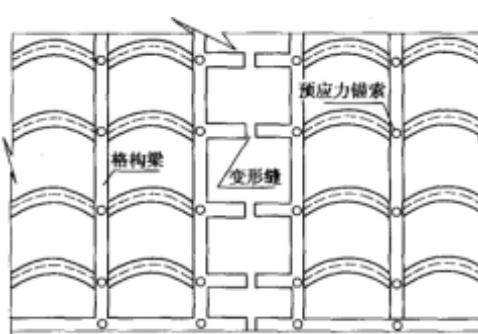


图 4 弧形格构

格构式锚杆（索）挡墙支护形式具有布置灵活、格构形式多样、截面调整方便、与坡面密贴、可随坡就势等显著优点，且框格内视情况可挂网（钢筋网、铁丝网或土工网）、植草、喷射混凝土进行防护，也可用现浇混凝土（钢筋混凝土或素混凝土）板进行加固。

15.1.2 格构加固技术特别适用于坡度较陡、坡体岩土均匀且较坚硬的边坡或滑坡。但应当注意，对于不同稳定性的边坡应采用不同的格构形式和锚固形式的组合进行加固或坡面防护。当边坡稳定性好，但因前缘表层开挖失稳出现塌滑时，可采用浆砌块石格构护坡，并用锚杆锚固；如果边坡稳定性差，可用现浇钢筋混凝土格构加锚杆（索）进行加固；而对于稳定性差、下滑力大的滑坡，可用现浇钢筋混凝土格构加预应力锚杆（索）进行加固。所有锚杆（索）都必须穿过滑动面并使锚固段位于稳定可靠的地层中，方能起到阻滑的作用。

15.2 设计与计算

15.2.1 设计程序流程如图 5 所示。

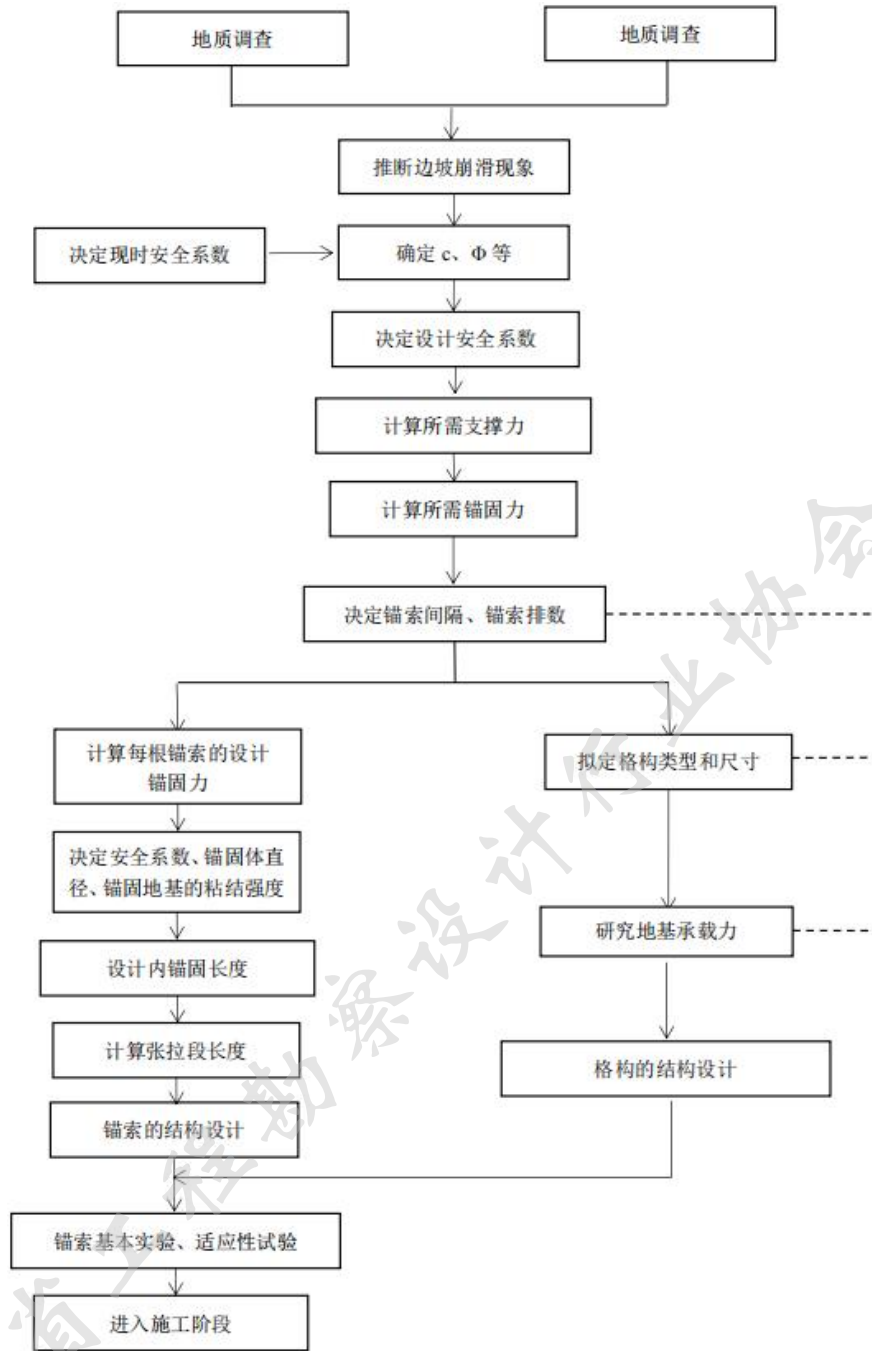


图 5 格构式锚杆（索）挡墙设计流程示意图

以下以豫西南某丘陵地带填土地段的采用格构锚杆（索）梁加固已有挡土墙为例说明其应用。

1 工程概况及环境条件

项目位于豫西南某丘陵地段，场地为填土地段，形成高约 9.4 米的边坡，边坡顶部为在使用的操场，2010 年采用挡土墙支护，长约 60m。运行多年后在 2014 年某次大雨后发现大量裂缝。挡土墙底部为一条小路，距离居民区已有住宅楼仅 3.0 米。

2 地质条件

- 1) 填土层底最大深度 9.0m;
- 2) 粉质黏土 (原土) (Q_3), 可塑~硬塑, $\gamma=18\text{kN/m}^3$, $c=25\text{kPa}$, $\varphi=18^\circ$, $f_{ak}=220\text{kPa}$ 。

3 已建挡土墙情况

挡土墙为浆砌石挡墙, 顶宽 0.6m, 底宽 3.0m, 高 9.4m 基础埋深 1.0m, 墙底持力层为②层粉质黏土。距离挡墙 8m 有多条横向裂缝。

4 概念设计思路

本工程为已建挡土墙挡墙较高, 墙后为填土, 适合该边坡工程的有以下四种支护方案:

- 1) 预应力复合土钉墙, 但与已有挡土墙结合难度较大。
- 2) 桩墙板支护结构, 呈悬臂状态, 预估桩顶变形较大, 且应拆除已有挡墙, 不安全;
- 3) 桩锚支护结构, 控制变形好, 有桩、有锚, 成本较高;
- 4) 锚索格构支护结构

经综合分析, 从工程的安全、经济及施工可行性综合考虑, 采用锚索格构支护结构。

5 细部设计

- 1) 四排锚索, $S_a=3.5\text{m}$ (水平), $S_y=2.5\text{m}$, 施加预应力 150kN。
- 2) 格构梁: 方形结构 400×400mm, 6 Φ 120×2, 箍筋 Φ 8@200。
(具体略)
- 3) 完善挡墙内排水设施, 墙面设置排水管 (具体略)。
- 4) 墙顶设灰土垫层, 厚 1.0m, 平面长度不小于 15m。

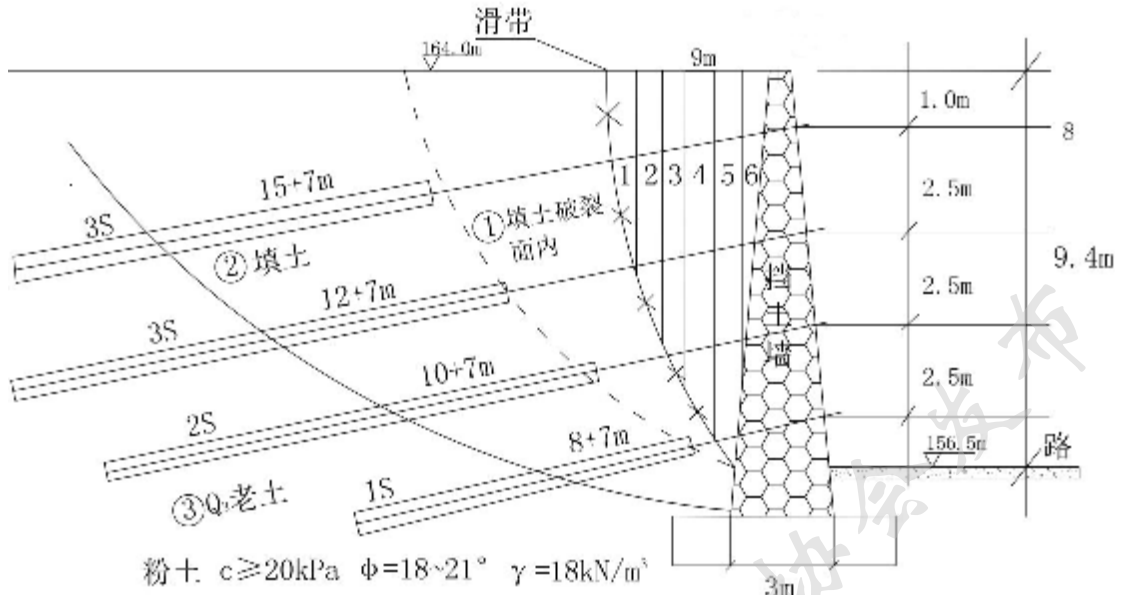


图 1 某学校操场填土边坡采用锚索格构梁加固已有挡土墙剖面图

6 加固效果情况

截止目前，加固后已运行 8 年，墙体沉降及位移较小，正常运行。

16 桩板墙

16.1 一般规定

16.1.1~16.1.2 对大量土质边坡、破碎岩质边坡、类土质边坡采用的桩墙结构因多有挡土板，故称为桩板墙结构。但当边坡为完整的岩质边坡时，可不用挡板此时可称之为桩墙结构。该章在河南边坡设计中因有大量广泛的应用，故单独列出。采用桩板墙作为边坡支护结构或滑坡治理时，可有效地控制边坡变形，因而是高填方、深挖方边坡、坡顶附近有建筑物挖方边坡的较好支护形式。

桩板式挡墙的桩基施工工艺和桩间是否设置挡板及挡板做法的选择应综合考虑场地条件和施工可行性等多种因素后确定。

16.1.3 悬臂式桩板墙高度过大，支护结构承担的岩土压力及产生的桩顶位移均会出现较大幅度增长，不利于控制边坡安全，且悬臂桩断面过大。因此，从安全性和经济性的角度出发，控制桩板式挡墙的高度，一般不宜超过 15m。

桩板墙桩顶位移过大时，在抗滑桩上加设预应力锚杆(索)或非预应力锚杆可起到控制挡墙变形、降低桩身内力的作用。边坡现状稳定性较差时，采用预应力锚拉式桩板墙可起到边坡预加固作用，提高了边坡施工期的安全度。当没有外拉条件时也可采用双排桩支护结构一控制其较大变形。

16.2 设计计算

16.2.5 地基系数 K 和 m 是根据地面处桩位移值为 6mm~10mm 时得出来的。地基系数法通过假定埋入地面以下桩与岩土体的协调变形，确定桩埋入段截面、配筋及长度。试验资料证明，桩的变形和地基抗力不成线性关系，而是非线性的，变形愈大，地基系数愈小，所以当地面处桩的水平位移超过 10mm 时，常规地基系数便不能采用，必须进行折减，折减以后地基系数变小，得出桩的变形更大，形成恶性循环，故通常采用增加桩截面或加大埋深来防止地面处桩水平位移过大。

16.2.6 本条给出了桩埋入段地基横向承载力的计算公式，便于桩基截面和埋深的设计调整。

16.2.8 条文中给出的是现在流行的计算机软件中板的配筋计算方法。由于桩间土的穹拱效应，板所承受的水平土压力小于按土压力理论计算的理论土压力。桩和挡土板分担土压力比例的多少与桩的宽度（或直径）与桩间距的比值以及桩后土的物理力学性质有关，现阶段还缺少较为成熟的计算方法和经验数据。因此这里板所受的水平土压力采用的是桩间净宽度（板跨度内）的理论土压力值。

16.3 构造要求

16.3.1 传统的支护桩多采用挖、钻等形式施工。近年来出现了预制混凝土支护桩，因其可批量生产、性质稳定，最初多用于应急抢险及水利工程中。多呈方形、圆形和平板形，截面从 400—800mm 不等，可结合场地地质条件、环境条件采用静压、锤击、振动、植入法等多种方法，具有施工速度快、性能可控、可以大面积作业等优势。

16.3.4 **1** 主要考虑到用于抗滑的桩桩身截面较大，多采用人工挖孔，为方便施工，不宜设置过多的箍筋肢数；**2** 土石分界处及滑动面处往往属于受力最大部位，本条规定桩纵筋接头避开有利于保证桩身承载力的发挥；**3** 为使钢筋骨架有足够的刚度和便于人工作业，对纵向分布钢筋的最小直径作了一定限制，同时结合桩基受力特点，对纵向分布钢筋间距作了适当放松。

16.4 施工

16.4.1 近年来桩板墙支护结构和桩锚板支护结构常发生滑坡事故，造成重大经济损失或群死群伤事故。究其原因：

1 勘察或设计问题：勘察没有搞清边坡基本岩土结构和可能的失稳模式；设计上存在较大设计缺陷：如城市建筑中常遇到的边坡与基坑结合如何设计的问题；施工工序要求问题；施工期及雨季设计问题、重大危险源识别等问题。

2 施工中的问题如施工过程中存在较大安全隐患且多存在不符合设计要求的问题:

(1) 对土质边坡、上土下岩边坡及有外倾结构边坡或牵引式滑坡,不先进行桩、锚、板的施工或强度未达到设计要求即大面积超挖,不能分层、分段开挖。

(2) 遇雨季不能按照设计要求开挖及支护。

(3) 先挖去桩前土体、边坡长时间裸露问题。

(4) 遇特殊岩土的边坡。因此强调要按照设计要求、设计的工序、有序施工十分重要。

16.4.6 施工过程中大面积开挖会发现大量的地质现象和地质问题,遇到这些问题如不能及时处理,轻则影响工程进度、加大施工成本,重则造成地下突涌、基槽涌水、边坡塌方等事故,所以信息化施工十分必要。信息化施工就是将施工中发现的影响施工工艺、施工质量和施工参数等施工问题、异常地质现象和问题,边坡变形等监测数据及时反映给勘察、设计、监理、管理等专业人员,通过对这些信息进行交流、探讨,发现问题,调整设计及时处理,为施工管理高效决策提供依据,为下一步施工及支护、提高施工效率、避免工程事故的发生奠定基础。

以下以河南汝州某小区边坡为例说明桩板墙的设计情况。

1 工程概况及工程地质条件简述

(1) 工程概况

汝州市某小区位于汝州科教园区汝州一高旁边,场地地貌单元为低山地貌,其中汝州一中礼堂西侧一段长 93m。边坡高度 10.3m~14.7m,坡顶标高 348.7m~354.7m,坡脚标高 338.4m~339.9m。原设计为锚杆挡墙结构,在边坡开挖过程中由于支护不及时,该处在开挖过程中出现局部坍塌。坍塌后的边坡后沿边线紧邻学校道路,道路宽 7.0m,学校道路东侧为学校停车场,停车场东侧为学校礼堂。建成后边坡顶边线距学校礼堂 50m,距学校道路边线 5.7m。

(2) 边坡场地工程地质条件简述与本边坡工程有关的土层工程地质特征见表 1。

表 1 各层土的物理性指标统计表

层号	岩性	层底埋深 (m)	平均层厚 (m)	动探击数 $N_{63.5}$	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	压缩模量 E_s (MPa)
①	杂填土	2.0~8.3	4.2		---	---
②	残积土	4.8~10.5	1.9	6.6-8.7	160	7.3
③	强风化砂质泥岩	10.2~14.2	7.1	11.2-13.5	450	25
④	中风化砂质泥岩	未揭穿			1200	45

场地 30m 勘探深度内未见地下水。

2 边坡坍塌原因分析

场地第③层经现场测量，顺坡向陡倾角 $77^\circ \angle 86^\circ$ 有三组节理发育：反坡向陡倾角节理 ($170^\circ \angle 71^\circ$) 发育，也有部分顺坡向缓倾角节理 ($23^\circ \angle 23^\circ$) 及水平向节理发育，手用力可将岩块掰下，有这几组节理存在将岩体切割成块状。边坡在不良自然条件的引发下，会导致滑塌，因此，应采取必要的保护措施。强风化和中风化砂质泥岩开挖后结构强度下降很快，开挖的岩块脚踩手捏即碎，开挖过程中对地层认识不足，开挖与支护脱节。

3 边坡支护方案优化的概念设计（比较与选型）

原设计为锚杆挡墙结构，分两级，一级边坡坡比 1: 0.1，二级边坡坡比 1: 0.2，坡顶边线外 1.4m 为学校围墙。

优化要求，学校围墙需要原位置恢复重建（即学校用地红线不能侵占），坡脚消防道路不能侵占。结合该工程特点确定该边坡工程为一级边坡，根据该边坡特征及环境条件和业主要求，初步考虑有如下三个边坡处理方案可供选择：

(1) 锚杆挡墙结构，先对上部塌方部位进行临时支护，然后按原设计锚杆挡墙方案逆作法进行施工，下部施工完成后再对上部进行锚杆挡墙施工，塌方超挖部分采用混凝土填补。该方案缺点是：上部塌方后超挖过多，上部混凝土填补重量较大，造成头重脚轻。

(2) 桩板墙结构，适用于填土边坡，且坡顶为校园场地，学校道路东侧为停车场，对变形有一定的要求，该处为下部为风化岩，

上部因塌方回填厚最大达 10.3m，比较适合采用桩板墙结构。费用稍高。

(3) 桩锚板结构，适用于坡顶建、构筑物需要保护，场地狭窄的边坡，但该场地杂填土较厚，最厚达 8.3m，不适宜作为锚索锚固体地层，施工较为复杂，费用也偏高。

4 细部设计思路

经过对上述各种方案安全性、适应性与经济性的比较与分析，最终确定采用桩板墙结构：

(1) 由于该区域塌方高度 6.4m~10.3m 不等，先对该处进行适当清坡整理，清理出台阶状施工平台，施工平台以上进行临时支护。平台以下护坡桩采用人工挖孔护壁成孔工艺，上部采用立模现浇工艺。桩板墙施工完成后对上部因塌方超挖部分采用粉质黏土分层夯实回填。

(2) 桩板墙结构

护坡桩采用方桩，断面尺寸为 1.5m×2.0m，桩长由右向左 23m~27m，桩身配筋：背侧主筋 9×3 根 HRB400Φ32 钢筋，局部加强部位附加 2×3 根 HRB400Φ32 钢筋，箍筋为 HRB400Φ14 钢筋四肢箍筋，间距 100mm；面侧主筋 9×1 根 HRB400Φ32 钢筋；左右两侧面各 3 根 HRB400Φ32 钢筋架立钢筋。桩中心间距 4.0m，板厚 0.3m，板底嵌入坡脚地坪以下 0.5m，挡土板配筋为 HRB400Φ16 钢筋，水平钢筋间距 100mm，竖向钢筋加密区 100mm，非加密区 200mm。桩和挡土板混凝土均采用 C30 混凝土。立面布置图如下：

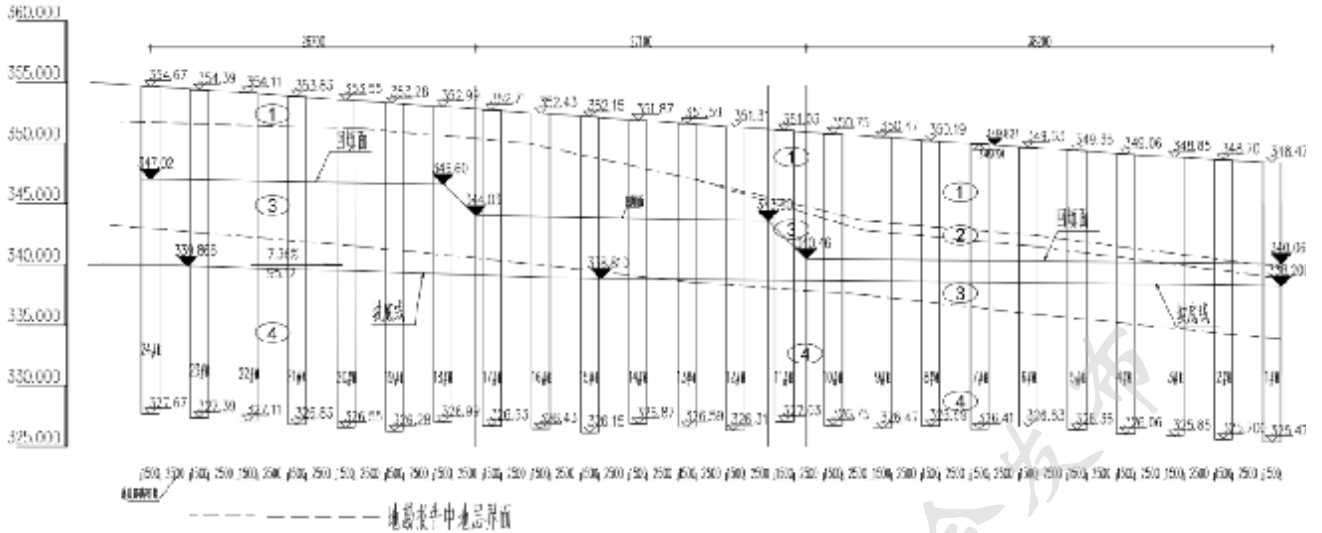


图 1 桩板墙立面布置图

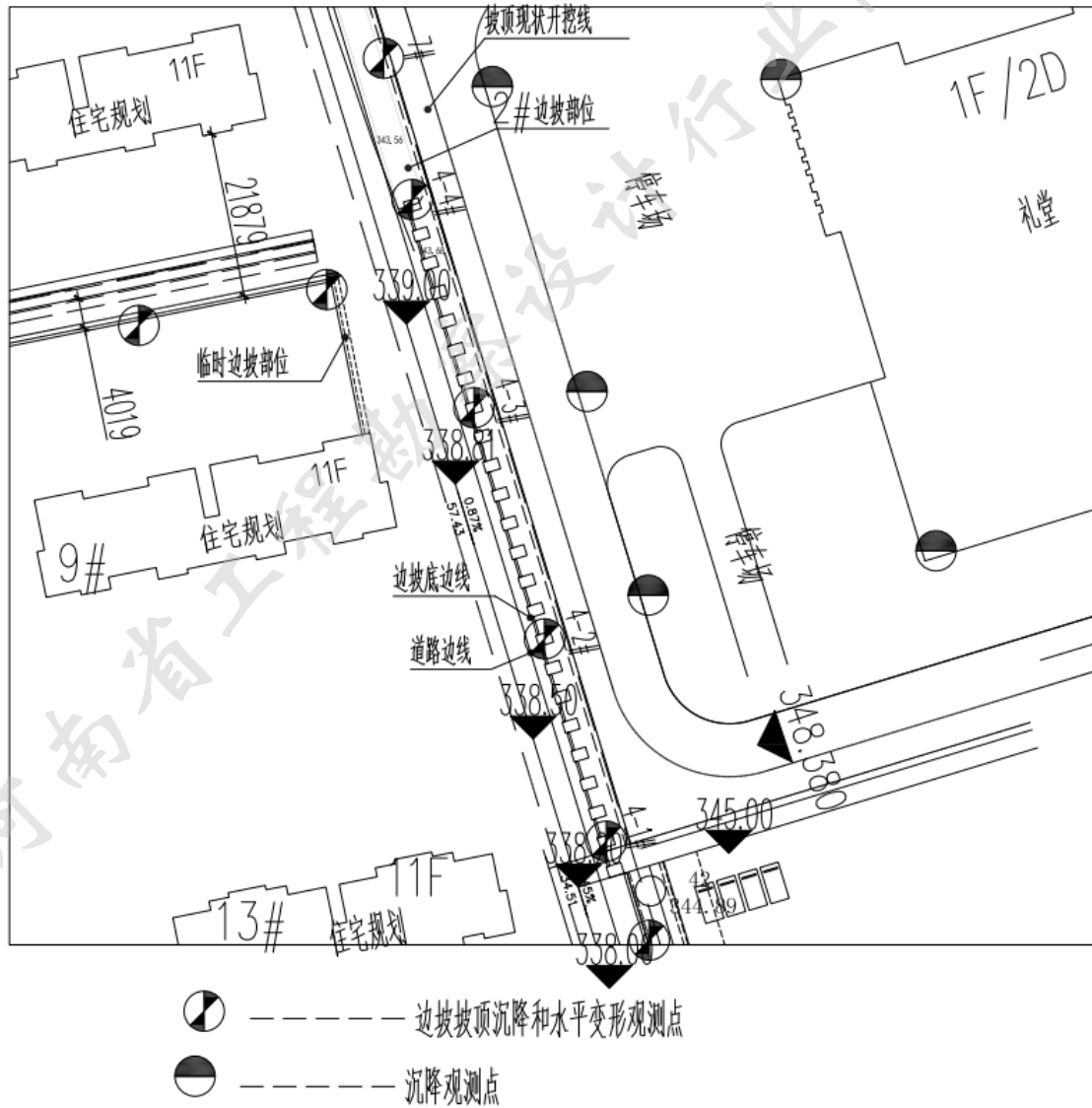


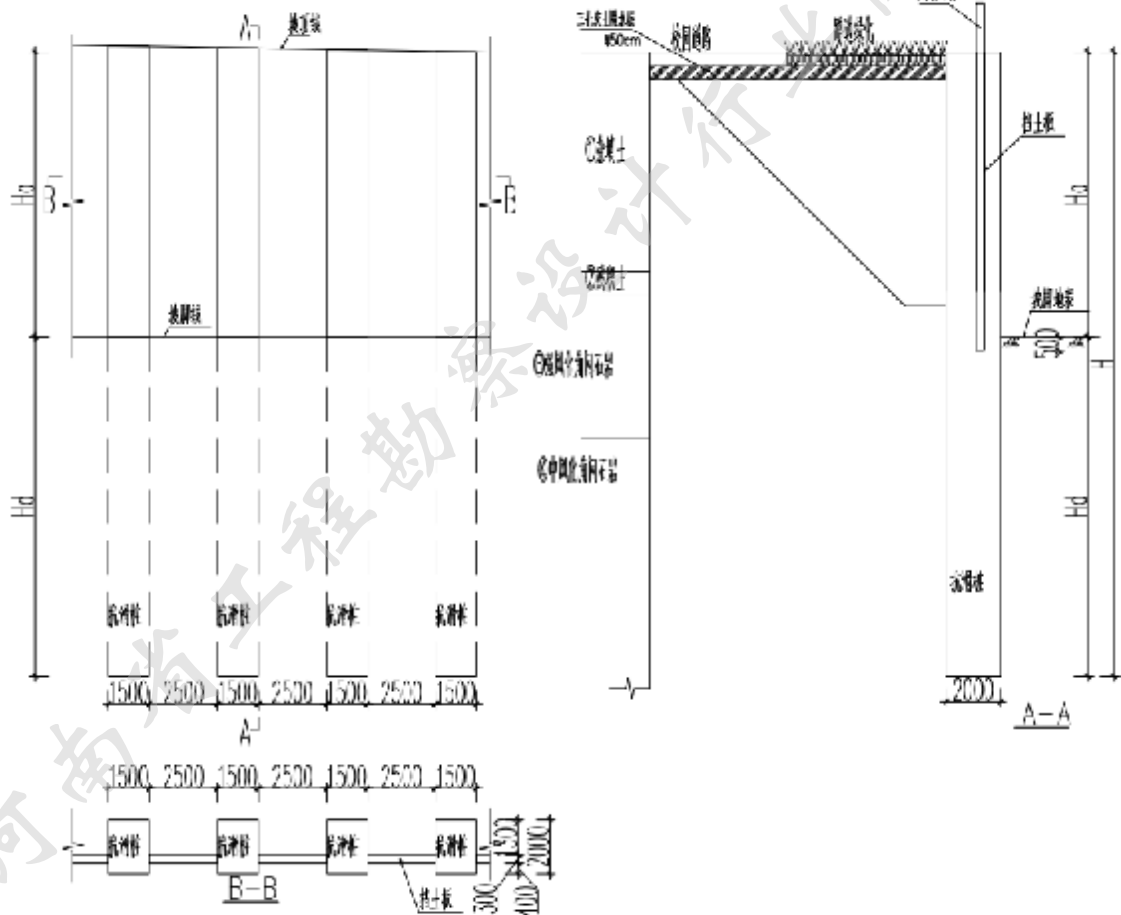
图 2 监测点布置平面图

(3) 防排水措施：在坡体排水，在挡土板上设置 3 排泄水孔，最下排泄孔在坡脚地坪以上 0.5m，在填土和风化岩界面处设置一排，另外一排根据现场渗水情况设置；坡顶防水，坡顶地坪以下 0.5m 处采用厚度 0.3m 厚三七灰土隔水层，隔水层以上填种植土进行绿化，道路部分按道路要求进行回填施工，但在碎石稳定层下设置厚度 0.3m 厚三七灰土隔水层。

5 变形监测

在坡顶设置 4 个支护体变形监测点。

具体平面布置情况见图 2。



桩板式挡墙示意图

图 3 桩板墙支护结构简图

采用理正岩土计算软件计算：边坡高度 14.7m 处，正常工况下坡顶水平位移 31mm，暴雨+地震工况下坡顶水平位移 52mm。

边坡高度 10.4m 处，正常工况下坡顶水平位移 35mm，暴雨+地震工况下坡顶水平位移 56mm。

6 边坡监测方案简要说明

(1) 监测内容

包括支护体顶部设置 4 个水平位移及沉降监测点；

(2) 监测标准

1) 边坡坡顶支护体水平位移监测：对一级边坡要求累计水平位移不超过 $1.5\%H$ (H 为坡高) 即累计水平位移不大于 33mm；每天位移不大于 2mm/d；2) 坡顶沉降观测：累计沉降量不大于 15mm；每天沉降量不大于 2mm，监测内容及监测标准见表 2。

表 2 监测内容及监测标准一览表

监测内容 边坡类别	支护体水平位移及速率(安全值)	支护体最大水平位移及速率(警戒值)
一级边坡	$\leq 25\text{mm}$ 及 $\leq 1.5\text{mm/d}$	$\leq 30\text{mm}$ 及 $\leq 2\text{mm/d}$

7 边坡工程的施工及有关试验说明

加固施工开始于 2020 年 12 月 20 日，2020 年 2 月 18 日结束，工期 60 天，完成抗滑桩 24 根，及上部挡土板施工，墙背填土回填施工，自 2020 年 2 月 3 日开始监测，到 2022 年 3 月 5 日，已历时 32 天。

(1) 通过小应变检测，桩身完整性均为 I 类桩。

(2) 坡顶回填压实度不足，与 2022 年 7 月发现坡顶回填土有较大裂缝，通过检测数据和现场勘测分析为回填土固结沉降变形导致，采用裂缝灌浆，坡顶地坪重做防水层等措施，现坡顶变形稳定。未发现新的变形裂缝。

8 监测资料分析

监测资料显示：坡顶：自南向北分别为 4-1#、4-2#、4-3#、4-4#，其水平位移依次为 7.0、8.5、7.7、7.6mm。抗滑桩桩嵌固于中风化岩上，未观测桩顶沉降。

17 桩锚板

17.1 一般规定

17.1.1 桩锚板结构在河南的挖方、填方边坡工程中得到广泛大量应用。国标边坡工程《建筑边坡工程技术规范》GB50330 第九章中的排桩式锚杆挡墙实际也是桩墙结构。鉴于在河南地区的大量应用，故将其单独列出。

17.1.2 当采用桩板墙支护结构时，计算时桩顶位移过大时，常在桩上加设预应力锚杆（索）或非预应力锚杆，可起到控制挡墙变形、降低桩身内力的作用。边坡现状稳定性较差时，采用桩锚板（锚拉桩板墙）可起到边坡预加固作用，提高了边坡施工期的安全度。

17.2 设计计算

这里以开封市某遗址博物馆基坑边坡桩锚板支护结构为例加以说明。

1 工程概况

开封市某遗址博物馆发掘深度约为 6.1~7.2m，地形平坦，高差在 1.0m 左右，地面标高约 73.00m。

2 边坡场地工程地质条件

与本边坡工程有关的土层工程地质特征见表 1。

表 1 各层土的物理性指标统计表

层号	岩性	层底埋深 (m)	平均层厚 (m)	孔隙比 e	液性指数 I_L	标贯击数 $N_{63.5}$	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	压缩模量 E_s (MPa)
①	填土	0.4~3.2	1.46	---	---	---	---	---
②	粉土	4.7~8.6	4.76	0.722	-0.16	9.3	110	7.1
③	粉土	8.9~13.0	4.66	0.659	0.23	9.8	130	7.8
④	粉土	10.7~15.6	2.52	0.793	0.50	8.1	100	6.3
⑤	粉土	13.7~20.6	3.35	0.574	0.40	19	160	8.5
⑤1	粉砂	19.2~21.6	3.67			23.9	180	11.5
⑥	粉质黏土	17.4~24.2	2.08	0.676	0.46	9.1	130	7.3
⑦	细砂	31.8~34.5	11.74			35.8	200	16.5

场地地下水位埋深 14.0m 左右（高程 59.0m）水，据调查 5 年内最高水位埋深 9.0m（标高约 64.0m），历史最高水位埋深 2.0m（高程 71.0m）。

3 边坡防护要求

根据主体设计单位所提边坡防护要求：

- （1）防护为永久性防护，侧壁直立，作为地下展厅外墙；
- （2）边坡防护结构为主体工程桩提供一定的水平抗力（单个工程桩水平力 300kN~650kN 不等），水平力作用点位于坡顶以下 0.5m 位置，且在设计要求的水平抗力下支护结构及工程桩、立柱水平位移不得大于 10mm。

（3）边坡外地下可能埋藏有文物遗迹，埋深不明，一般埋深大于 7m。支护时应尽量做到不破坏文物。

4 边坡防护的概念设计（比较与选型）

结合该工程特点、主体设计要求和场地工程地质特点确定该边坡工程为一级边坡，根据该边坡特征及环境条件和业主要求，初步考虑有如下三个边坡处理方案可供选择：

（1）锚杆挡墙结构，该方案锚杆较密，可能避不开地下埋藏物，另外在变形允许范围内能提供的水平力有限。

（2）桩板墙结构，本项目较为适用，悬臂 6.1~7.2m，适当的桩截面条件下，变形小。但在较大水平力作用下变形可能会超出主体要求。

（3）桩锚板结构，适用于坡顶建、构筑物需要保护，场地狭窄的边坡，在较小变形情况下能够为主体桩提供足够的水平抗力。

5 细部设计思路

经过对上述各种方案安全性、适应性与经济性的比较与分析，最终确定采用桩锚板支护结构：

（1）桩锚板支护结构设计：采用圆桩，桩径 1.0m，桩中心间距 1.45m~1.6m（根据工程桩间距桩间距有所变化），锚索采用普通拉力型锚索，设置 2 排，间距为 2 桩 1 锚，腰梁采用双拼工字钢

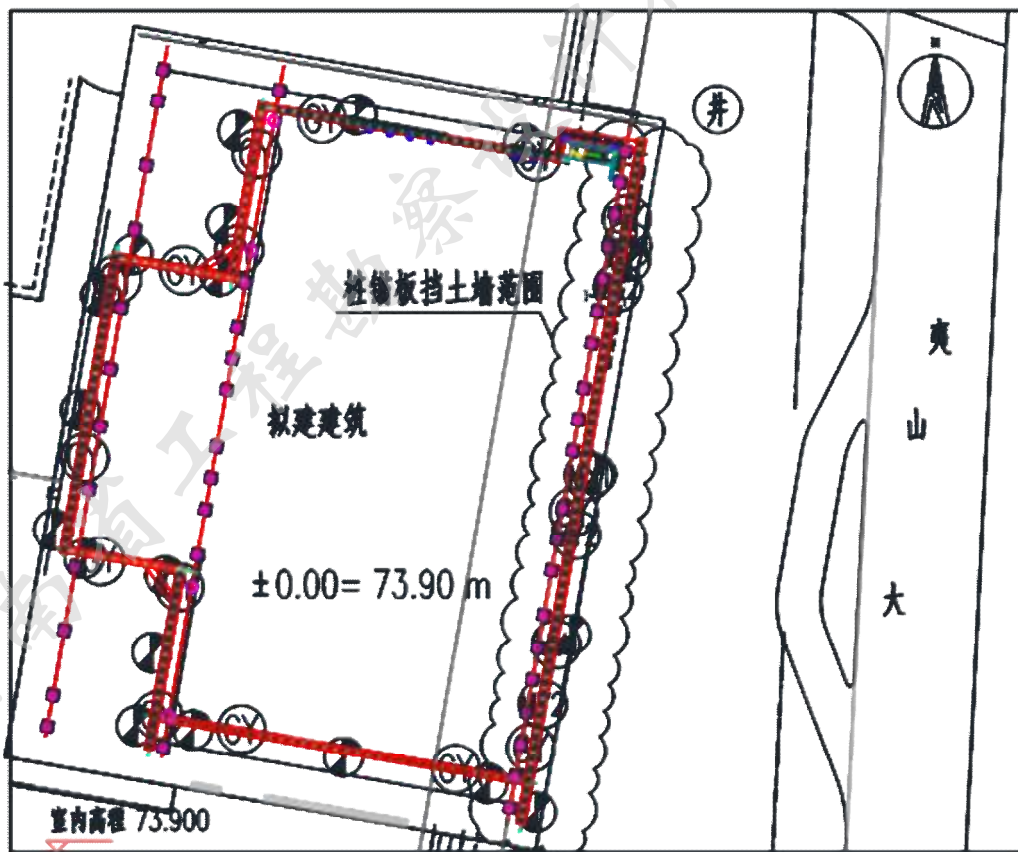
型钢腰梁外包 C30 混凝土保护，锚索锁定应力 240kN，锚索筋体采用 5 根 $\phi 15.24\text{mm}$ 1860 级钢绞线。

(2) 桩间土采用外挂式挡土板，挡土板布置在工程桩基坑侧。板厚 0.3m，板底嵌入基坑底以下 0.5m，板底设置 $0.6\text{m}\times 0.5\text{m}$ 条形钢筋混凝土基础梁，挡土板配筋为 $\text{HRB400}\Phi 14@200\text{mm}\times 200\text{mm}$ 双面。板采用锚杆和桩上直径等方式锚固。

护坡桩布置在工程桩外侧与工程桩中心间距 1.9m。

(3) 工程桩连梁与支护桩冠梁采用连梁硬链接为工程桩提供水平抗力。

(4) 防排水措施：冠梁顶设置现浇钢筋混凝土挡水墙，墙高 $\geq 1.0\text{m}$ 。挡土板迎土侧设置柔性防水层（自粘式改性沥青防水卷材）。场地周边设置 4~6 口地下水控制井，防止地下水上升浸泡遗址博物馆地下展厅。



- ⊙ 边坡监测点：共4个（根据现场情况确定具体位置）
- ⊕ 支护体顶部沉降及水平位移监测点：共4个
- ⊖ 支护体顶部监测点：共4个
- ⊗ 钢锚杆力监测点：共4个
- ⊘ 锚索力监测点：共4个

图 1 桩板墙范围及监测点布置平面图

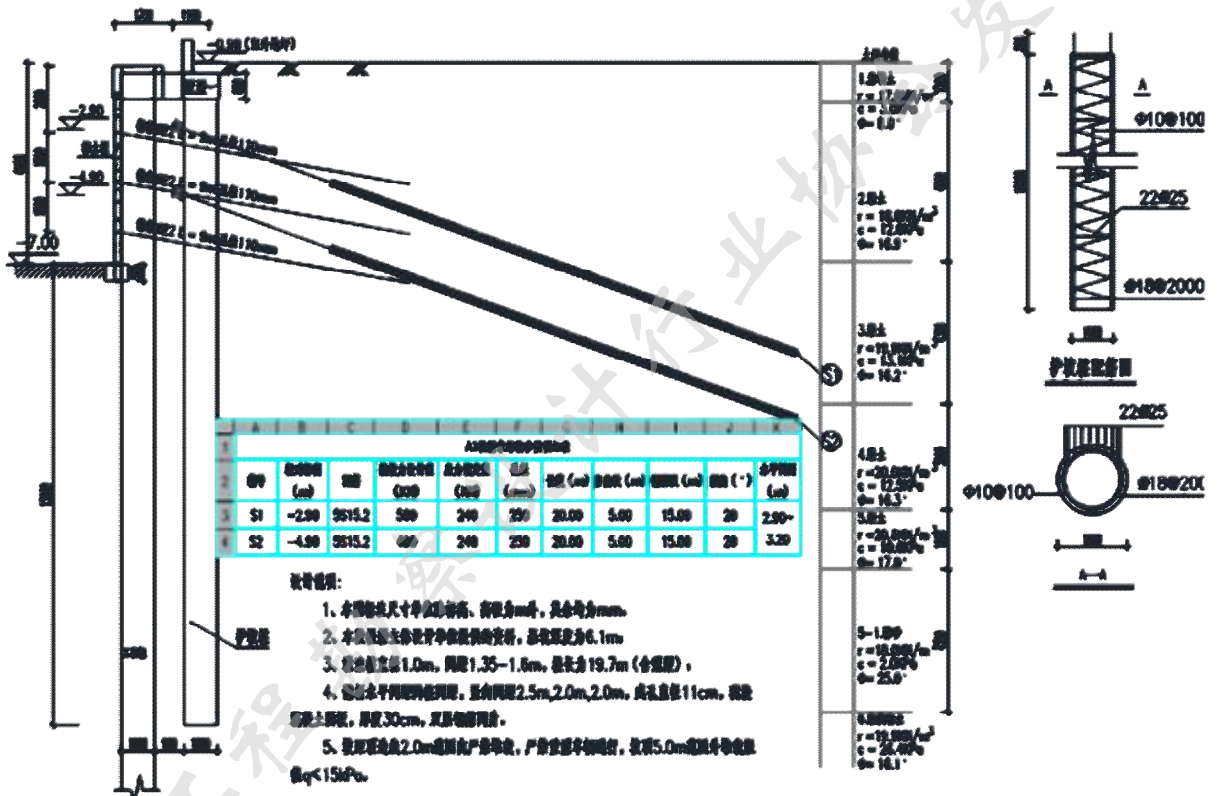


图 2 桩板墙支护结构简图

6 变形监测设计

在坡顶设置 4 个支护体变形监测点。

具体平面布置情况见图 1。

采用某岩土计算软件计算：边坡高度 7.2m，正常工况下坡顶水平位移 6.8mm，暴雨+地震工况下坡顶水平位移 9.1mm。

(1) 监测内容

包括支护体顶部设置 4 个水平位移及沉降监测点；

(2) 监测标准

①边坡坡顶支护体水平位移监测：对一级边坡要求累计水平位移不超过 $1.2\%H$ （ H 为坡高）即累计水平位移不大于 10mm；每天位移不大于 1.5mm/d；

②坡顶沉降观测：累计沉降量不大于 8mm；每天沉降量不大于 2mm，监测内容及监测标准见表 2。

表 2 监测内容及监测标准一览表

监测内容 边坡类别	支护体水平位移及速率（安全值）	支护体最大水平位移及速率(警戒值)
一级边坡	$\leq 6\text{mm}$ 及 $\leq 1.0\text{mm/d}$	$\leq 8\text{mm}$ 及 $\leq 1.5\text{mm/d}$

7 边坡工程的施工及有关试验说明

加固施工开始于 2020 年 11 月 15 日，2021 年 6 月 9 日结束，工期 207 天，完成抗滑桩 212 根，锚索 60 根。挡土板于 2022 年 11 月 7 日完成。2021 年 8 月 10 日开始做现场验收试验自 2019 年 12 月开始监测，到 2022 年 2 月 18 日，已历时 24 个月。通过小应变检测，桩身完整性均为 I 类桩。

按照主体设计要求，做了 3 组水平静载试验，桩顶水平推力达到主体所提设计值时，桩顶位移满足设计要求（桩顶位移小于 10mm）。

18 联合支护

18.1 一般规定

18.1.1 当遇到较高边坡需要分级设计且稳定性较差时往往需要进行多级支护即联合支护。二十年来随着高边坡的不断出现，组合式支护结构大量出现，因此本标准单列一章。

18.2 设计计算

18.2.1 本节仅列出了对桩基托梁挡墙的计算方法。考虑到如土钉墙、格构锚杆、桩板墙、桩锚板等支护结构在本标准已有说明，这里不再列出。

河南省工程勘察设计行业协会发布

19 坡面防护与绿化

由于人类对环境保护与景观的要求越来越高，在保证边坡稳定与安全的基础上，开始注重边坡工程的景观与绿化设计，为加强岩土工程环境保护，便于指导边坡工程的植物绿化（美化）工程及与周边环境的协调设计，单独列出该章。坡面绿化始终贯彻安全、经济、美观的原则，应是坡面防护与绿化的基本原则。

19.1 一般规定

19.1.1 边坡防护工程只能在稳定边坡上设置。对于边坡稳定性不足和存在不良地质因素的坡段，应先采用治理措施保证边坡整体安全性，再采取坡面防护措施，坡面防护措施应能保持自身稳定。当边坡支护结构与坡面防护措施联合使用时，可统一进行计算。

19.1.2 坡面防护工程一般分为工程防护和绿色防护两大类。工程防护存在的主要问题是与周围环境不协调、景观效果差，在城市建筑边坡坡面防护中应尽量使景观设计和环境保护相结合，注意与周围自然环境和当地人文环境的融合，并结合边坡碎落台、平台主种植攀藤植物，如爬墙虎，或者采用客土喷播等岩面植生（植物防护与绿化）、植被混凝土护坡绿化等措施，以减少对周围环境的不利影响。

19.1.6 对于位于地下水和地面水较为丰富地段的边坡，其坡面防护效果的好坏直接与水的处理密切相关，应进行边坡坡面防护与排水措施的综合设计。

19.2 坡面防护

19.2.1 边坡整体稳定但其岩土体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等影响边坡坡面的耐久性 or 正常使用，或可能威胁到人身和财产安全及边坡环境保护要求时，应进行坡面防护。坡面工程防护包括喷护、锚杆挂网喷浆、浆砌片石护坡、格构梁和护面墙等不同结构形式的工程防护。砌体防护用于边坡坡面防护时，应注意与边坡渗沟或仰斜排（泄）水孔等配合使用，防止边坡产生变形破坏。

浆砌片石护坡高度较大时，应设置防滑耳墙，保证护坡砌体稳定。

近年来土工格室因其整体性强、体重量轻、施工方便，施工后通过植土、植草等绿化效果较好，在坡面防护中有大量应用。

19.2.3 护面墙主要是一种浆砌片石覆盖层，适用于防护易风化或风化严重的软质岩石或较破碎岩石挖方边坡，以及坡面易受侵蚀的土质边坡。护面墙除自重外，不承受其他荷重，亦不承受墙背土压力。护面墙高度一般不超过 10m，可以分级，中间设平台，墙背可设耳墙，纵向每隔 10m 宜设一条伸缩缝，墙身应预留泄水孔，基础要求稳固，顶部应封闭。墙基软弱地段，可用拱形结构跨过。坡面开挖后形成的凹陷，应以砌石填塞平整，称之为支补墙。

19.2.4、19.2.5 对坡面较陡或易风化的坡面，可以在喷浆或喷射混凝土前先铺设加筋材料，加筋材料可以用铁丝网或土工格栅，由短锚杆固定在边坡坡面上，此时常称为“挂网喷浆防护”或“挂网喷射混凝土防护”。

19.3 坡面绿化

19.3.1~19.3.4 边坡绿化既可美化环境、涵养水源、防止水土流失和坡面滑动、净化空气，也可以对坡面起到防护作用。对于石质挖方边坡而言，边坡绿化的环保意义和对山地城市景观的改善尤其突出。

坡面绿化工艺的选择，应依据坡体的地质条件、填挖方坡率、坡面防护工程措施特点等进行综合选定，应兼顾区域气候条件、环境美化等因素，使坡面绿化达到保护边坡、经济合理、施作便捷的目的。

先对常见的几种坡面防护形式说明如下：

1 当边坡的坡率陡于 1: 0.5，且坡体由硬岩、较硬岩构成，或坡面采用混凝土、浆砌片块石等圬工构成时，由于坡面较陡或植物难以在坡面上生根，宜首选用爬藤类植物进行坡面绿化，即在坡脚、坡顶或坡面上预留的绿化槽部位设置上垂下爬的藤类植物进行坡面绿化。

2 当边坡的坡率为 1: 0.5~1: 0.75，且坡面采用工程分割为高

度不大于 3~4m 的框格时，可采用六棱砖培土绿化，要求六棱砖的厚度不得小于 10cm，孔径净尺寸不得大于 15cm，以确保培土稳定。当坡体由节理、裂隙较为发育的硬岩或较硬岩构成时，也可选用喷混植生（有机基材）绿化。其中基材的喷射厚度一般不小于 8cm，并采用系统锚钉将铁丝网固定于坡面，从而确保植物根系能有效进入坡体。

3 当边坡的坡率为 1: 0.75~1: 1，坡体主要由较软岩、软岩，或破碎状硬岩与较硬岩构成时，且坡面采用工程分割为高度不大于 3~4m 的框格时，可首先选用挂三维网植草，要求三维网的强度满足工程使用要求，要求三维网的厚度不得小于 1.2cm，并将其分割切块后采用锚钉固定于坡面，确保三维网成为植物生根发芽的依托。对岩体较完整的硬岩或较硬岩构成时，可采用植生袋绿化，即利用框格作用依托在坡面上码砌内置植物种子和基材的植生袋进行坡面绿化。

4 当边坡的坡率为 1: 1，坡体主要由较软岩、软岩、极软岩，或由土质与类土质构成时，且坡面采用工程分割为高度不大于 3~4m 的框格、网格等时，可优先选用喷播植草绿化。

5 当坡率为 1: 1.25 时，可在不设置切割面坡的框格、网格工程情况下，可直接采用喷播植草绿化工艺或铺草坡进行绿化。

6 当边坡的坡率缓于 1: 1.5 时，此时的坡体主要由性质较弱的岩土体构成，为了防止坡率过缓，造成汇水面积较大的情况出现地表径流过强而冲刷坡面，一般需在坡面上设置各种形式的圬工骨架护进行坡面分割。如拱形骨架、人字型骨架、网格骨架、鱼鳞骨架等。此时坡面绿化刻优先选用喷播植草、铺草坡等绿化形式。

7 应注意：

(1) 为有效提高坡面的抗冲刷能力和实现立体绿化的效果，往往要绿化草籽中需掺入约 30%左右根系发达灌木的种子，从而有效利用植物根系固定坡面。

(2) 绿化尽量选用当地优势植物的种子，或选用易于成活的植物种子，且坡面上不应栽种乔木或带有果实的植物。

(3) 坡面绿化应选择在合适的时机，从而提高坡面绿化植物的成活率。北方等降雨量较小的地方，可选择在每年的五、六月份绿化，从而在暴雨集中的七、八月份前使植物有效达到保护坡面的目的。

(4) 坡面绿化后应及时覆盖土工布，可有效提高植物的成活率。

19.4 施工

本部分内容主要参考了 JTG F10-、TB 10001-和 TB 1021-等规范，并根据建筑边坡与公路和铁路边坡的不同之处进行了相应的调整。

河南省工程勘察设计行业协会发布

20 排水工程

20.1 一般规定

20.1.1~20.1.5 边坡坡面、地表的排水和地下排水与防渗措施宜统一考虑，使之形成相辅相成的排水、防渗体系。为了确保实践中排水措施的有效性，坡面排水设施需采取措施防止渗漏。

20.2 坡面排水

20.2.1 坡面、地表的排水设施应结合地形和天然水系进行布设，并做好进出口的位置选择和处理，防止出现堵塞、溢流、渗漏、淤积、冲刷等现象。地表排水沟（管）排放的水流不得直接排入饮用水水源、养殖池等水源。

跌水和急流槽主要用于陡坡地段的坡面排水或者用在截、排水沟出水口处的坡面坡度大于 10%、水头高差大于 1m 的地段，达到水流的消能和减缓流速的目的。跌水和急流槽的设计可参考 JTG/TD 33 的有关规定执行。

20.2.6 截水沟根据具体情况可设一道或数道。设置截水沟的作用是拦截来自边坡或山坡上方的地面水、保护边坡不受冲刷。截水沟应采取有效的防渗措施，出水口应引伸到边坡范围以外，出口处设置消能设施，确保边坡的稳定性。

20.3 地下排水

20.3.3 渗沟根据使用部位、结构形式，可将渗沟分为填石渗沟、管式渗沟、边坡渗沟、无砂混凝土渗沟。

填石渗沟最小纵坡不宜小于 1.00%；无砂混凝土渗沟、管式渗沟最小纵坡不宜小于 0.50%。渗沟出口段宜加大纵坡，出口处宜设置栅板或端墙，出水口应高出坡面排水沟槽常水位 200mm 以上。

当坡面上无集中地下水，但土质潮湿、含水量高，如高液限土、红黏土、膨胀土边坡，设置渗沟能有效排泄坡体中地下水，提高土体强度，增强边坡稳定性。在滑坡治理工程中经常采用支撑渗沟与抗滑支护结构联合治理滑坡。

20.3.4 仰斜式排水孔是采用小直径的排水管在边坡体内排除深层地下水的一种有效方法，它可以快速疏干地下水，提高岩土体抗剪强度，防止边坡失稳，并减少对岩（土）体的开挖，加快工程进度和降低造价。为发挥泄水孔的排水效能，要求泄水孔进口处设置反滤，以保证泄水孔不被堵塞，墙后土的细颗粒也不会被带走。当坡面上有集中地下水时，采用仰斜式排水孔排泄，且成群布置，能取得较好的效果。

河南省工程勘察设计行业协会发布

21 坡顶有重要建（构）筑物的边坡工程

21.1 一般规定

21.1.1 本条确定了本章的适用范围及坡顶有建（构）筑物时边坡工程的分类。可分为坡顶有既有建（构）筑物的边坡工程、边坡与坡顶建（构）筑物同步施工的边坡工程及坡顶新建建（构）筑物的既有边坡工程。对 7 度以上地区，可参照本章相关规定并结合地区特点加强处理。

21.1.2 当坡顶邻近有重要建筑物时，支护结构方案选择时应优先选择排桩式锚杆挡墙、锚拉式桩板式挡墙或抗滑桩，其具有受力可靠、边坡变形小、施工期对边坡稳定性和建筑地基基础扰动小的优点，对土质边坡或有外倾结构面的岩质边坡宜采用预应力锚杆，更有利于控制边坡变形，确保坡顶建（构）筑物安全。除按本章优选支护方案外，还应充分考虑下列因素：

- 1 边坡开挖对坡顶邻近建筑物的安全和正常使用的不利影响程度；
- 2 坡顶邻近建筑物基础形式及距坡顶邻近建筑物的距离；
- 3 坡顶邻近建（构）筑物及管线等对边坡变形的接受程度；
- 4 施工开挖期边坡的稳定状况及施工安全和可行性。

21.2 设计计算

21.2.1、21.2.2 当坡顶建筑物基础位于边坡塌滑区，建筑物基础传来的垂直荷载、水平荷载及弯矩部分作用于支护结构时，边坡支护结构强度、整体稳定和变形验算均应根据工程具体情况，考虑建筑物传来的荷载对边坡支护结构的作用。其中建筑水平荷载对边坡支护结构作用的定性及定量近似估算，可根据基础方案、构造做法、荷载大小、基础到边坡的距离、边坡岩土体性状等因素确定。建筑物传来的水平荷载由基础抗侧力、地基摩擦力及基础与边坡间坡体岩土抗力承担，当水平作用力大于上述抗力之和时由支护结构承担不平衡的水平力。

坡顶建筑物基础与边坡支护结构的相互作用主要考虑建筑荷载传给支护结构，对边坡稳定影响，因边坡临空状使建筑物地基侧向约束减小后地基承载力相应降低及新施工的建筑基础和施工开挖期对边坡原有水系产生的不利影响。

在已有建筑物的相邻处开挖边坡，目前已有不少成功的工程实例，但危及建筑物安全的事故也时有发生。建筑物的基础与支护结构之间距离越近，事故发生的可能性越大，危害性越大。本条规定的目的是尽可能保证建筑物基础与支护结构间较合理的安全距离，减少边坡工程事故发生的可能性。确因工程需要时，应采取相应措施确保勘察、设计和施工的可靠性。不应出现因新开挖边坡使原稳定的建筑基础置于稳定性极差的临空状外倾软弱结构面的岩体和稳定性极差的土质边坡塌滑区外边缘，造成高风险的边坡工程。

21.2.3 当坡肩有建筑物、挡墙的变形量较大时，将危及建筑物的安全及正常使用。为使边坡的变形量控制在允许范围内，根据建筑物基础与边坡外边缘的关系和岩土外倾结构面条件采用第 21.2.3 条、第 21.2.4 条和第 21.2.5 条确定的岩土侧压力设计值。其目的是使边坡受力稳定的同时，确保边坡只发生较小变形，这样有利于保证坡顶建筑物的安全及正常使用。

对高层建筑，其传至边坡的水平荷载较大，按第 21.2.1 条的条文分析可知，支护结构可能承担高层建筑基础传来的不平衡的水平力，设计时应充分重视，应设置钢筋混凝土地下室，并加大地下室埋深，借用钢筋混凝土地下室的刚体及其底板与地基间的摩阻力平衡高层建筑传来的部分水平力，同时高层建筑钢筋混凝土地下室基础可采用桩基础（桩周边加设隔离层）将基础垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内，此时， H 值可从地下室底标高算至坡底，否则， H 仍取边坡高度。除设置钢筋混凝土地下室外，还应加强支护结构的抗侧力以平衡高层建筑可能传来的水平力。

21.2.4 本条主动岩石压力修正系数 β_1 的确定考虑以下因素：

1 有利于控制坡顶有重要建（构）筑物的边坡变形，保证坡顶建（构）筑物的功能和安全；

2 岩石边坡开挖后侧向变形受支护结构或预应力锚杆约束，边坡侧压力相应增大，本规范按岩石主动土压力乘以修正系数 β_1 来反映土压力增大现象；

3 β_1 值的定量确定目前无工程实测资料和相关标准可以借鉴，从理论分析看，坚硬的块石类土静止土压力约为主动土压力 1.80 倍左右，以此类比，岩体结构面结合较差，岩体完整程度为较破碎的 IV 类岩体，本规范主动土压力系数 β_1 定为 1.45~1.55，考虑 I~III 类岩石的结构完整性，则分别采用 1.30~1.45。

21.4 施工

21.4.1 施工时应加强监测和信息反馈，并作有关工程应急预案。

21.4.3 稳定性较差的岩土边坡（较软弱的土边坡，有外倾软弱结构面的岩石边坡，潜在滑坡等）开挖时，不利组合荷载下的不利工况时边坡的稳定和变形控制应满足有关规定要求，避免出现施工事故，必要时应采取施工措施增强施工期的稳定性。

22 滑坡防治工程

22.1 一般规定

22.1.1 工程滑坡根据其形成因素的不同方式可分为推移式滑坡、牵引式滑坡。

22.1.2 对于潜在滑坡，其滑动面尚未全面贯通，岩土力学性能要优于滑坡产生后滑动面贯通的情况，因此事先对滑坡采取较简易的预防措施所费人力、物力要比滑坡产生后再设法整治的费用少得多，且可避免滑坡危害，这就是“以防为主，防治结合”的原则。

从某种意义上讲，无水不滑坡。因此治水是改善滑体土的物理力学性质的重要途径，是滑坡治本思想的体现，滑坡的防治一定要采取“坡水两治”的办法才能从根本上解决问题。

22.1.4 当滑坡体上有建（构）筑物，滑坡治理除必需保证滑体的承载能力极限状态功能外，还应避免因支护结构的变形或滑坡体的再压缩变形等造成危及重要建（构）筑物正常使用功能状况发生，并应从设计方案上采取相应处理措施。

22.2 滑坡防治设计

22.2.1 产生滑坡涉及的因素很多，应针对性地选择一种或多种有效措施，制定合理的方案。本条提出的一些治理措施是经过工程检验、得到广大工程技术人员认可的成功经验的总结。

1 排水：滑坡有“无水不滑”的特点，根据滑坡的地形、工程地质、水文地质、暴雨、洪水和防治方案等条件，采取有效的地表排水和地下排水措施，是滑坡治理的首选有力措施之一。

2 支护：支护结构是治理滑坡的常用措施，设计时结合滑坡的特性，按表 3.1.4 优化选择。

3 减载：土方减载应在滑坡的主滑段实施，并应采取措施防止地面水浸入坡体内。严禁在滑坡的抗滑段减载和减载诱发次生地质灾害。牵引式滑坡应慎用减载措施。

4 反压：当反压土体抗剪强度低或反压土体厚度受控制时，可以采用加筋土反压提高反压效果；应加强反压区地下水引排，严禁

因反压堵塞地下水排泄通道，严禁在工程地质条件不明确或稳定性差的区域回填反压，应确保反压区地基的稳定性。

滑坡排水系统的设置应符合下列规定：边坡坡顶、坡面、坡脚和水平台阶应设排水沟，并作好坡脚防护；在滑坡后缘外设置环形截水沟。当滑体地表有积水湿地、地下水渗出或地下水露头时，应根据实际情况设置外倾排水孔、排水盲沟和排水钻孔。黄土滑坡应做好坡顶隔水及周边的挡排水措施。膨胀岩土滑坡应做好坡顶、坡面隔水封水及周边的挡排水措施。

结合河南省域多年的滑坡治理经验，将河南省域的滑坡支护方案列于表 22.2.1。

22.2.2 滑坡支护设计是一种结构设计，应遵循的规定很多，本条仅对作用于支护结构上的外力计算作了一些规定。

滑坡推力分布图形受滑体岩土性状、滑坡类型、支护结构刚度等因素影响较大，标准难以给出各类滑坡的分布图形。从工程实测统计分析来看有以下特点，当滑体为较完整的块石、碎石类土时呈三角形分布，当滑体为黏土时呈矩形分布，当为介于两者间的滑体时呈梯形分布。设计者应根据工程情况和地区经验等因素，确定较合理的分布图形。

对滑坡剩余下滑力的计算是滑坡稳定性定量评价的核心内容。但要准确确定难度甚大。

滑坡滑力-抗滑力=剩余下滑力，滑坡整体的剩余下滑力就是剪出口处的剩余下滑力，剩余下滑力也可以是滑坡体某个位置处的剩余下滑力，广义上说：剩余下滑力=计算位置以上下滑力合力-计算位置以上抗滑力合力，用剩余推力法计算时考虑到拉力无法在条块间传递，当上块剩余下滑力为负值时，取零继续计算。

以下以某折线形滑坡为例，说明对剩余下滑力的计算过程及因滑面抗剪强度的变化对剩余下滑力的影响滑坡剩余下滑力计算。

假定滑体仅有一种土层粉质黏土，滑面为软塑的粉质黏土层。假定滑坡安全等级为二级，安全系数：1.15。

(1) 即软塑状态下: 内聚力 10kPa 和内摩擦角 10° , 滑坡推力 T 5273.3 (kN/m)。

表 1 滑坡推力计算单

工点名称: 滑坡

剖面号: I-I'

计算段号	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	内聚力 $c(\text{kPa})$	重度 γ	条块底滑面斜长 L (m)	滑面倾角 α ($^{\circ}$)	条块面积	条块重量 W (kN)	传递系数 ψ	滑坡推力 T (kN/m)
1	10.0	10.0	20.0	15.0	45.0	150.0	3000.0		1915.5
2	10.0	10.0	20.0	28.0	30.0	280.0	5600.0	0.92	3847.6
3	10.0	10.0	20.0	28.0	20.0	420.0	8400.0	0.95	5303.5
4	10.0	10.0	20.0	28.0	15.0	420.0	8400.0	0.98	5991.3
5	10.0	10.0	20.0	15.0	7.0	150.0	3000.0	0.97	5531.4
6	10.0	10.0	20.0	10.0	5.0	80.0	1600.0	0.99	5273

(2) 内聚力 14kPa 和内摩擦角 14° , 软塑状态下: 滑坡推力 T 2784.8 (kN/m)。

计算段号	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	内聚力 $c(\text{kPa})$	重度 γ	条块底滑面斜长 L (m)	滑面倾角 α ($^{\circ}$)	条块面积	条块重量 W (kN)	传递系数 ψ	滑坡推力 T (kN/m)
1	14.0	14.0	20.0	15.0	45.0	150.0	3000.0		1700.6
2	14.0	14.0	20.0	28.0	30.0	280.0	5600.0	0.90	3151.7
3	14.0	14.0	20.0	28.0	20.0	420.0	8400.0	0.94	3911.3
4	14.0	14.0	20.0	28.0	15.0	420.0	8400.0	0.97	3896.6
5	14.0	14.0	20.0	15.0	7.0	150.0	3000.0	0.96	3191.5
6	14.0	14.0	20.0	10.0	5.0	80.0	1600.0	0.99	2784.8

(3) 内聚力 c 和内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$ 在后缘段降低 50% (第一、二条块)), 滑坡推力 T 545.9 (kN/m)。

计算段号	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	内聚力 $c(\text{kPa})$	重度 γ	条块底滑面斜长 L (m)	滑面倾角 α ($^{\circ}$)	条块面积	条块重量 W (kN)	传递系数 ψ	滑坡推力 T (kN/m)
------	--------------------------	---------------------	-------------	-----------------	------------------------------	------	---------------	-------------	-----------------

1	10.0	10.0	20.0	15.0	45.0	150.0	3000.0		1915.5
2	10.0	10.0	20.0	28.0	30.0	280.0	5600.0	0.92	3847.6
3	20.0	20.0	20.0	28.0	20.0	420.0	8400.0	0.92	3417.0
4	20.0	20.0	20.0	28.0	15.0	420.0	8400.0	0.96	2282.6
5	20.0	20.0	20.0	15.0	7.0	150.0	3000.0	0.94	1181.4
6	20.0	20.0	20.0	10.0	5.0	80.0	1600.0	0.99	545.9

(4) 内聚力 c 和内摩擦角 φ ($^{\circ}$) 在前缘段降低 50% (第五、六条块), 滑坡推力 T 214.6 (kN/m)。

计算段号	内摩擦角 φ ($^{\circ}$)	内聚力 c (kPa)	重度 γ	条块底滑面斜长 L (m)	滑面倾角 α ($^{\circ}$)	条块面积	条块重量 W (kN)	传递系数 ψ	滑坡推力 T (kN/m)
1	20.0	20.0	20.0	15.0	45.0	150.0	3000.0		1367.4
2	20.0	20.0	20.0	28.0	30.0	280.0	5600.0	0.87	2086.9
3	20.0	20.0	20.0	28.0	20.0	420.0	8400.0	0.92	1794.2
4	20.0	20.0	20.0	28.0	15.0	420.0	8400.0	0.96	717.5
5	10.0	10.0	20.0	15.0	7.0	150.0	3000.0	0.97	438.3
6	10.0	10.0	20.0	10.0	5.0	80.0	1600.0	0.99	214.6

(5) 内聚力 c 和内摩擦角 φ ($^{\circ}$) 在中部地段降低 50% (第三、四条块), 滑坡推力 T 2456.5kN/m。

计算段号	内摩擦角 φ ($^{\circ}$)	内聚力 c (kPa)	重度 γ	条块底滑面斜长 L (m)	滑面倾角 α ($^{\circ}$)	条块面积	条块重量 W (kN)	传递系数 ψ	滑坡推力 T (kN/m)
1	20.0	20.0	20.0	15.0	45.0	150.0	3000.0		1367.4
2	20.0	20.0	20.0	28.0	30.0	280.0	5600.0	0.87	2086.9
3	10.0	10.0	20.0	28.0	20.0	420.0	8400.0	0.95	3623.3
4	10.0	10.0	20.0	28.0	15.0	420.0	8400.0	0.98	4343.4
5	20.0	20.0	20.0	15.0	7.0	150.0	3000.0	0.94	3117.8
6	20.0	20.0	20.0	10.0	5.0	80.0	1600.0	0.99	2456.5

从以上的计算中不难看出, 假定滑体仅有一种土层, 滑面仅为粉质黏土, 对不同地段的抗剪指标进行调整, 其剩余下滑力要差几倍甚至十倍, 看来要准确确定滑坡剩余下滑力难度甚大。而对滑坡体剩余下滑力的准确确定, 直接关系到方案选型及抗滑桩和锚索的直径、长短、配筋等, 直接关系到安全和工程造价大小。

有资料建议:

- 1) 当滑体较薄, 如厚度小于 3.0m, 当滑坡推力 $<300\text{kN/m}$ 时, 常采用挡土墙结构。
- 2) 当滑坡推力在 $300\text{kN/m}\sim 1000\text{kN/m}$ 时, 采用抗滑桩支护或双排桩支护, 这里的双排桩包括椅式、门式等。
- 3) 当滑坡推力在 $1000\text{kN/m}\sim 1500\text{kN/m}$ 时, 采用桩锚板支护。

22.3 施工

22.3.1 滑坡是一种复杂的地质现象, 由于种种原因人们对它的认识有局限性、时效性。因此根据施工现场的反馈信息采用动态设计和信息法施工是非常必要的; 条文中提出的几点要求, 也是工程经验教训的总结。

23 施工组织与管理

23.1 一般规定

23.1.1 地质环境条件复杂、稳定性差的边坡工程，其安全施工是建筑边坡工程成功的重要环节，也是边坡工程事故的多发阶段。边坡工程根据支护结构安全等级、环境条件、工程地质及水文地质条件、支护结构类型和变形控制要求等编制专项施工方案，采取合理、可行、有效的施工技术与安全措施，对确保边坡工程施工质量安全至关重要。

边坡工程的专项施工方案主要是根据设计文件、勘察成果报告、拟建场地环境条件和现场施工条件编制而成，应结合边坡的具体工程条件及设计基本原则，采取合理可行、行之有效的综合措施，在确保工程施工安全、质量可靠的前提下加快施工进度。专项施工方案应具有完整性、准确性和可操作性，且经过审批后方可实施。

23.1.2 边坡坡脚对于边坡稳定性至关重要，滑动面往往位于距离坡脚区域不远的地方，严禁开挖边坡的坡脚，同时不得随意挖土，应该遵循保持边坡稳定的开挖作业顺序。大面积开挖和爆破作业对于边坡稳定来说存在较大风险，在施工时，需要设计单位进行确认复核，未经设计单位同意不得进行施工。边坡开挖过程中，需要做好排水工作，坡面和坡脚不得积水。岩石边坡爆破施工，需要采取减震或减少对周边环境的技术措施，减少对边坡和周边环境的影响。边坡开挖完成后，坡体的稳定性要求尽快进行防护处理，进行护坡和支护施工，保证边坡的稳定性。在边坡施工过程中，应严格按照设计规定的荷载限值进行控制，不得随意堆载。施工过程中，应检查边坡岩土开挖的施工质量控制、技术措施是否符合设计要求、施工组织设计或专项施工方案。

23.1.3 对土石方开挖后不稳定的边坡无序大开挖、大爆破造成事故的工程实例太多。采用“自上而下、分阶施工、跳槽开挖、及时支护”的逆作法或半逆作法施工是边坡施工成功经验的总结，应根据边坡的稳定条件选择安全的开挖施工方案。

23.1.4 挡墙支护施工时设置排水系统主要是防止挡墙水流不畅，水位升高，造成挡墙后水土压力增大，对挡墙的安全稳定性产生威胁，因此，为了保证挡墙土体的稳定，防止水土流失，需要设置反滤层。为了保证挡墙的施工质量，在施工时换填地基应按照设计要求分层铺筑和夯实，夯实度应满足设计要求。施工过程中，应检查挡墙排水系统的有效性和挡墙换填地基的施工质量控制、技术措施是否符合设计要求、施工组织设计或专项施工方案。

23.1.5 锚杆（索）施工时，由于施工工艺要求需要进行钻孔，不可避免会在已有支护结构上进行钻孔，但是在钻孔施工时应该对已有支护结构、周边建（构）筑物基础进行分析计算，避免损害已有支护结构、周边建（构）筑物等的基础。在锚杆张拉时应制定技术方案，避免相近的锚杆在张拉时互相影响。施工过程中，应检查锚杆（索）的施工质量控制、技术措施是否符合设计要求、施工组织设计或专项施工方案。

23.1.6 喷锚支护的坡体稳定是喷锚支护成功的关键，在施工时坡体的排水系统非常关键，同时为了保证排水系统不影响坡体的稳定，需要采取防渗处理措施。对于永久性喷锚支护使用的锚杆，需要对锚头进行密封和防腐处理。施工过程中，应检查喷锚支护的施工质量控制、技术措施是否符合设计要求、施工组织设计或专项施工方案。

23.1.7 抗滑桩属于保证边坡稳定的主要技术措施，在施工时为了保证边坡的稳定以及成桩的质量，要求必须分段间隔进行开挖施工。桩的主要受力钢筋的接头不得设置在边坡土体的薄弱面处，施工时应避免接头处于土石分界面和滑动面处，为了保证桩的施工质量，桩身混凝土应连续灌注。施工过程中，应检查抗滑桩的施工质量控制、技术措施是否符合设计要求、施工组织设计或专项施工方案。

23.2 施工组织设计

23.2.1 边坡工程施工组织设计是贯彻实施设计意图、执行规范、规程，确保工程进度、工期、工程质量，指导施工活动的主要技术文件，施工单位应认真编制，严格审查，实行多方会审制度。

23.3 信息法施工

23.3.1、23.3.2 信息法施工是将动态设计、施工、监测及信息反馈融为一体的现代化施工法。信息法施工是动态设计法的延伸，也是动态设计法的需要，是一种客观、求实的施工工作方法。地质情况复杂、稳定性差的边坡工程，施工期的稳定安全控制更为重要和困难。建立监测网和信息反馈可达到控制施工安全，完善设计，是边坡工程经验总结和发展起来的先进施工方法，应当给予大力推广。

信息法施工的基本原则应贯穿于施工组织设计和现场施工的全过程，使监控网、信息反馈系统与动态设计和施工活动有机结合在一起，不断将现场水文地质变化情况反馈到设计和施工单位，以调整设计与施工参数，指导设计与施工。

信息法施工可根据其特殊情况或设计要求，将监控网的监测范围延伸至相邻建（构）筑物或周边环境，及时反馈信息，以便对边坡工程的整体或局部稳定作出准确判断，必要时采取应急措施，保障施工质量和顺利施工。

23.4 土石方开挖与爆破施工

23.4.1 边坡工程施工中常因爆破施工控制不当对边坡及邻近建（构）筑物产生震害，因此本条作为强制性条文必须严格执行，规定爆破施工时应采取严密的爆破施工方案及控制爆破等有效措施，爆破方案应经设计、监理和相关单位审查后执行，并应采取避免产生震害的工程措施。

23.4.2 周边建筑物密集或建（构）筑物对爆破震动敏感时，爆破前应对周边建（构）筑物原有变形、损伤、裂缝及安全状况等情况采用拍照、录像等方法作好详细勘查记录，有条件时应请有鉴定资质的单位作好事前鉴定，避免不必要的工程或法律纠纷，并设置相应的震动监测点和变形观测点加强震动和建（构）筑物变形的监测。

24 监测、质量检验及验收

24.2 监测

24.2.1 坡顶有重要建（构）筑物的一级边坡工程风险较高，破坏后果严重，因此规定坡顶有重要建（构）筑物的一级边坡工程施工时应进行监测，并明确了必须监测的项目，其他监测项目应根据建筑边坡工程施工的技术特点、难点和边坡环境由设计单位确定。监测工作可为评估边坡工程安全状态、预防灾害的发生、避免产生不良社会影响以及为动态设计和信息化施工提供实测数据，故本条作为强制性条文应严格执行。

24.2.2 该条给出了边坡工程监测工作的组织和实施方法。为确保边坡工程监测工作顺利、有效和可靠地进行，应编制边坡工程监测方案，本条给出了边坡工程监测方案编制的基本要求。

24.2.3 边坡工程监测项目的确定可根据其地质环境、安全等级、边坡类型、支护结构类型和变形控制等条件，经综合分析后确定，当无相关地区经验时可按表 24.2.3 确定监测项目。

24.2.8 本条给出了地表位移监测的方法和监测精度的基本要求；无论采用何种检测手段，确保监测数据的有效性和可靠性是选择监测方法的前提条件。

24.2.9 本条明确规定应采取有效措施监测地表裂缝、位错的出现和变化，同时监测设备应满足监测精度要求。

24.2.10 本条给出了边坡工程施工过程中及监测期间应报警和采取相应的应急措施的几种情况，报警值的确定考虑了边坡类型、安全等级及被保护对象对变形的敏感程度等因素，变形控制比单纯的地基不均匀沉降要严。

24.2.11 对地质条件特别复杂的、采用新技术治理的一级边坡工程，由于缺少相关的实践经验和试验验证，为确保边坡工程安全和发展边坡工程监测理论及技术应建立有效的、可靠的监测系统获取该类边坡工程长期监测数据。

24.2.12 本条给出了边坡工程监测报告应涵盖的基本内容。

24.3 质量检验

24.3.1 本条给出了边坡支护结构的原材料质量检验的基本内容。

24.3.2 本条给出了锚杆质量的检验方法。

24.3.4 为确保灌注桩桩身质量符合规定的质量要求，应进行相应的检测工作，应根据工程实际情况采取有效、可靠的检验方法，真实反映灌注桩桩身质量；特别强调在特定条件下应采用声波透射法检验桩身完整性，对灌注桩桩身质量存在疑问时，可采用钻芯法进行复检。

24.3.7 给出了混凝土支护结构现场复检、喷射混凝土护壁厚度和强度的检验方法；从对已有边坡工程检测报告的调查发现，检测报告形式繁多，表达内容、方式各不相同，报告水平参差不齐现象十分严重，为此统一规定了边坡工程检测报告的基本要求。

24.4 验收

24.4.1 本条是对边坡工程施工验收检验提出的具体要求。挡土墙利用自身重力和抗剪强度等抵抗坡体水土压力，墙体材料强度、埋置深度和墙身施工质量对挡土墙施工质量发挥主要作用，在施工完成后应进行检验。抗滑桩及排桩式锚杆挡墙的桩基应按照桩基验收的标准进行成桩质量的检验。锚杆是边坡锚固工程中的重要构件，锚杆的检测对边坡锚固工程的质量与安全起着至关重要的作用，锚杆应按照锚杆验收检验标准进行抗拔承载力检验。喷射混凝土的厚度和强度对于边坡的稳定性十分重要，验收时应对面层厚度及混凝土强度进行检验。对边坡工程进行验收检验时，应核查验收检验项目、内容及检验结果的完整性、准确性和有效性。

24.4.2 本条规定了边坡工程验收前应获取的基本资料。